



**DISEÑO DE UN MARCO DE PRUEBAS PARA MEDIR  
DEFLEXIONES EN ESTRUCTURAS**

**DIANA MARGARITA ARDILA OROZCO**

**ALEXANDER ALFREDO PERAZA ORDÓÑEZ**

**SANTA MARTA D.T.C.H., 2004**

**DISEÑO DE UN MARCO DE PRUEBAS PARA MEDIR  
DEFLEXIONES EN ESTRUCTURAS**

**DIANA MARGARITA ARDILA OROZCO**

**ALEXANDER ALFREDO PERAZA ORDÓÑEZ**

**UNIVERSIDAD DEL MAGDALENA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
SANTA MARTA D.T.C.H.**

**2004**

**DISEÑO DE UN MARCO DE PRUEBAS PARA MEDIR  
DEFLEXIONES EN ESTRUCTURAS**

**DIANA MARGARITA ARDILA OROZCO**

**ALEXANDER ALFREDO PERAZA ORDÓÑEZ**

**Tesis como requisito para optar al Título de  
Ingeniero Civil**

**Director**

**HANS FRITZ VAN HEYL CLEVES**

**Ingeniero Civil**

**Magíster en Estructuras**

**UNIVERSIDAD DEL MAGDALENA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
SANTA MARTA D.T.C.H.**

**2004**

**Pagina de aceptación.**

**Jurado**

---

**Jurado**

---

Santa Marta, Noviembre de 2004

*A nuestras familias y amigos.*

*Gracias.*

## *AGRADECIMIENTOS*

*A Dios por permitirme ser la persona que soy.*

*A mis padres Jorge y Zoila, mis hermanos Jorge, Milena y Maria, y a todos mis familiares*

*A mi novio Johnny De Castro y su familia por todo el apoyo incondicional que me han brindado.*

*A mis profesores, muy especialmente a los ingenieros Hans Van Heyl y Julio Candanoza por todo el apoyo brindado a lo largo de la carrera y por que he logrado una muy buena amistad con cada uno de ellos.*

*A todos mis amigos, que de una u otra forma colaboraron para hacer de éste sueño una realidad.*

*DIANA MARGARITA ARDILLA OROZCO*

*A Dios a quien le debo todo.*

*A mi familia, a la cual le he sacrificado tiempo y atención durante este proceso; Marlon y Rocío, padre y madre, que con esfuerzo pero con mucho amor me han sabido guiar en camino de la vida; Edgard, Rocío, Perla y Marlon, mis queridos hermanos, gracias por soportarme.*

*A esa mujer que representa una luz en mi vida Gloria Gómez.*

*A los profesores e ingenieros que aportaron su grano de arena en la construcción de este nuevo ingeniero, en especial a Hans Van Heyl Cleves y Julio Candanoza Candanoza que más que docentes han sido amigos.*

*Para terminar a mis amigos, grandes amigos, por su compañía y apoyo incondicional.*

*ALEXANDER PERAZA ORDOÑEZ.*

## CONTENIDO

	Pág.
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>20</b>
<b>1. ESTADO DE DESARROLLO O ANTECEDENTES</b>	<b>22</b>
<b>2. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL</b>	<b>29</b>
<b>2.1 EL ACERO:</b>	<b>29</b>
<b>2.1.1 Fabricación:</b>	<b>29</b>
<b>2.1.2 Ventajas del Acero como material estructural:</b>	<b>33</b>
<b>2.1.3 Desventajas del Acero</b>	<b>35</b>
<b>2.1.4 Clasificación:</b>	<b>36</b>
<b>2.2 ARMADURAS</b>	<b>38</b>
<b>2.3 MARCO RIGIDO</b>	<b>40</b>
<b>2.4 METODOS DE DISEÑO</b>	<b>41</b>
<b>2.4.1 Método A.S.D.</b>	<b>41</b>



<b>2.4.1.1</b>	<b>Diseño de miembros a tensión.</b>	<b>41</b>
<b>2.4.1.2</b>	<b>Diseño de miembros a compresión.</b>	<b>43</b>
<b>2.4.1.3</b>	<b>Diseño de miembros a flexión.</b>	<b>44</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Método L.R.F.D.</b>	<b>44</b>
<b>2.4.2.2</b>	<b>Estado límite por bloques de cortante:</b>	<b>48</b>
<b>2.4.2.3</b>	<b>Estados Límites a Compresión.</b>	<b>49</b>
<b>2.5</b>	<b>CONEXIONES SOLDADAS</b>	<b>51</b>
<b>2.5.1</b>	<b>Ventajas De La Soldadura</b>	<b>51</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Desventajas</b>	<b>53</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Clasificación De La Soldadura</b>	<b>54</b>
<b>2.5.4</b>	<b>Simbología Para Uniones Soldadas AWS</b>	<b>58</b>
<b>2.5.5</b>	<b>Dimensiones Efectivas De Soldaduras</b>	<b>59</b>
<b>2.6</b>	<b>RESISTENCIA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURAS</b>	<b>60</b>
<b>3.</b>	<b>MATERIALES Y MÉTODOS.</b>	<b>64</b>
<b>4.</b>	<b>DEMOSTRACIÓN DE HIPÓTESIS.</b>	<b>65</b>
<b>5.</b>	<b>MEMORIAS DE CÁLCULO</b>	<b>66</b>
<b>5.1</b>	<b>ANÁLISIS DEL MARCO.</b>	<b>67</b>
<b>5.1.1</b>	<b>Materiales</b>	<b>68</b>

<b>5.1.2 Cargas</b>	<b>68</b>
<b>5.2 DISEÑO DEL MARCO</b>	<b>70</b>
<b>5.2.1 Chequeo por flexión.</b>	<b>71</b>
<b>5.2.2 Flexión local del patín.</b>	<b>75</b>
<b>5.2.3 Fluencia local del alma.</b>	<b>75</b>
<b>5.2.4 Aplastamiento del alma.</b>	<b>76</b>
<b>5.2.5 Pandeo lateral del alma.</b>	<b>78</b>
<b>5.3 DISEÑO DE LOS RIGIDIZADORES.</b>	<b>79</b>
<b>5.3.1 Diseño a Compresión.</b>	<b>79</b>
<b>5.3.2 Chequeo por Aplastamiento.</b>	<b>82</b>
<b>5.4 DISEÑO DE LAS CONEXIONES.</b>	<b>82</b>
<b>5.4.1 Estado limite de Fluencia en la sección total</b>	<b>91</b>
<b>5.4.2 Estado límite de fractura en la sección neta</b>	<b>91</b>
<b>5.4.3 Chequeo por Aplastamiento</b>	<b>93</b>
<b>5.4.4 Rotura por bloque cortante.</b>	<b>95</b>
<b>5.4.5 Diseño de los Pernos.</b>	<b>98</b>
<b>5.5 DISEÑO DE LOS APOYOS PARA LOS MODELOS (MENSULAS).</b>	<b>107</b>
<b>5.5.1 Diseño de la Varilla de Apoyo para los modelos.</b>	<b>109</b>

<b><u>5.5.2 Diseño de Pernos de Anclaje.</u></b>	<b><u>109</u></b>
<b><u>5.5.3 Diseño de la platina de unión.</u></b>	<b><u>114</u></b>
<b><u>5.5.4 Diseño del Patín del perfil IPE-240.</u></b>	<b><u>116</u></b>
<b><u>5.6 DISEÑO DE LAS RUEDAS DE APOYO.</u></b>	<b><u>120</u></b>
<b><u>5.7 DISEÑO DEL RIEL DE APOYO PARA LAS RUEDAS.</u></b>	<b><u>122</u></b>
<b><u>5.8 DISEÑO DE LOS MODELOS PARA ENSAYOS.</u></b>	<b><u>123</u></b>
<b><u>5.8.1 Chequeo a Compresión.</u></b>	<b><u>127</u></b>
<b><u>5.8.2 Chequeo a Tensión.</u></b>	<b><u>129</u></b>
<b><u>5.8.3 Chequeo a Flexión.</u></b>	<b><u>130</u></b>
<b><u>6. RESULTADOS Y CONCLUSIONES</u></b>	<b><u>131</u></b>
<b><u>8. RECOMENDACIONES.</u></b>	<b><u>135</u></b>
<b><u>BIBLIOGRAFIA</u></b>	<b><u>136</u></b>
<b><u>ANEXOS</u></b>	<b><u>139</u></b>

## LISTAS DE TABLAS

	Pág.
<u>Tabla 1. Características de los Acero.</u>	<u>37</u>
<u>Tabla 2. Características de las Soldaduras.</u>	<u>61</u>
<u>Tabla 3. Tipos de Acero utilizados.</u>	<u>68</u>
<u>Tabla 4. Carga máxima a la que puede ser sometida la viga.</u>	<u>74</u>
<u>Tabla 5. Carga máxima a la que puede ser sometida la columna, con a medida desde la conexión inferior viga-columna.</u>	<u>74</u>
<u>Tabla 6. Máximas fuerzas de cortantes y de tensión</u>	<u>83</u>
<u>Tabla 7. Fuerzas en la platina</u>	<u>88</u>
<u>Tabla 8. Resistencia de diseño en sujetadores.</u>	<u>99</u>
<u>Tabla 9. Esfuerzo limite a tensión, para sujetadores en conexión tipo aplastamiento.</u>	<u>99</u>

<b><u>Tabla 10. Pernos utilizados.</u></b>	<b><u>100</u></b>
<b><u>Tabla 11. Diseño a cortante.</u></b>	<b><u>102</u></b>
<b><u>Tabla 12. Diseño Combinado Tensión-Cortante Tipo Aplastamiento</u></b>	<b><u>102</u></b>
<b><u>Tabla 13. Mínimo tamaño de soldadura de filete.</u></b>	<b><u>104</u></b>
<b><u>Tabla 14. Resistencia de diseño de soldaduras.</u></b>	<b><u>105</u></b>
<b><u>Tabla 15. Fuerzas en los pernos de anclaje</u></b>	<b><u>110</u></b>
<b><u>Tabla 16. Diseño a Cortante.</u></b>	<b><u>112</u></b>
<b><u>Tabla 17. Diseño Combinado Tensión-Cortante Tipo Aplastamiento.</u></b>	<b><u>112</u></b>
<b><u>Tabla 18. Diseño a tensión fluencia sección total.</u></b>	<b><u>114</u></b>
<b><u>Tabla 19. Diseño a tensión fractura sección neta.</u></b>	<b><u>114</u></b>
<b><u>Tabla 20. Diseño por aplastamiento</u></b>	<b><u>114</u></b>
<b><u>Tabla 21. Diseño por bloques de cortante</u></b>	<b><u>115</u></b>
<b><u>Tabla 22. Chequeo.</u></b>	<b><u>115</u></b>
<b><u>Tabla 23. Diseño a tensión fluencia sección total.</u></b>	<b><u>116</u></b>

<b><u>Tabla 24. Diseño a tensión fractura sección neta.</u></b>	<b><u>116</u></b>
<b><u>Tabla 25. Diseño por aplastamiento.</u></b>	<b><u>116</u></b>
<b><u>Tabla 26. Diseño por bloques de cortante</u></b>	<b><u>117</u></b>
<b><u>Tabla 27. Chequeo del patín.</u></b>	<b><u>117</u></b>
<b><u>Tabla 28. Combinaciones de carga.</u></b>	<b><u>126</u></b>
<b><u>Tabla 29. Máximas cargas soportadas por los modelos.</u></b>	<b><u>131</u></b>

## LISTAS DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Cyclic Lateral Loading of Slab-Column Connections.....	22
Figura 2. Repair and Retrofit of Slab-Column Connections.....	23
Figura 3. Test of Prestressed Concrete T-Beam Repaired with CFRP.....	24
Figura 4. Cyclic Lateral Loading of Steel Z-Frames. ....	24
Figura 5. Laboratorio de Estructuras y Resistencia de Materiales. Universiti Sains Malaysia.....	25
Figura 6. Equipos del laboratorio de estructuras de la Universidad Industrial de Santander. ....	26
Figura 7. Concurso de estructuras en balsa realizado en la Universidad del Magdalena en el año 2001. ....	27
Figura 8. Marco de pruebas de Carnegie Mellon University.....	28
Figura 9. Proceso de alto horno.....	30
Figura 10. Proceso del convertidor Bessemer. ....	31
Figura 11. Proceso del convertidor Siemens-Martin.....	31
Figura 12. Proceso de Fabricación del Acero.....	32
Figura 13. Tipos de Armaduras.....	39
Figura 14. Transmisión de Esfuerzos.....	40

Figura 15. Fluencia en la sección total.....	46
Figura 16. Fractura en la sección neta. ....	47
Figura 17. Agujeros escalonados. ....	48
Figura 18. Esquema de Soldadura.....	54
Figura 19. Tipos de Soldadura .....	54
Figura 20. Soldadura Cuadrada con Refuerzo a Tope. ....	55
Figura 21. Soldaduras de Penetración. ....	55
Figura 22. Soldaduras de Penetración Parcial.....	55
Figura 23. Soldaduras de Tapón y Ranura.....	56
Figura 24. Soldaduras por su Posición. ....	57
Figura 25. Soldaduras por Ensamble. ....	57
Figura 26. Simbología para Uniones Soldadas AWS. ....	58
Figura 27. Localización Estándar de los Elementos de un Símbolo de Soldadura.....	58
Figura 28. Longitud Efectiva de una Soldadura. ....	59
Figura 29. Vistas del marco .....	66
Figura 30. Marco en vista 3D .....	67
Figura 31. Hipótesis de cargas.....	68
Figura 32. Hipótesis de cargas.....	69
Figura 33. Hipótesis de cargas.....	70
Figura 34. Esquema de la viga .....	73
Figura 35. Vista de los rigidizadores .....	79
Figura 36. Conexión .....	83



<b>Figura 37. Platina.....</b>	<b>84</b>
<b>Figura 38. Platina.....</b>	<b>86</b>
<b>Figura 39. Cargas en la platina.....</b>	<b>89</b>
<b>Figura 40. Vistas de la platina. ....</b>	<b>90</b>
<b>Figura 41. Plano de corte y tensión. ....</b>	<b>93</b>
<b>Figura 42. Disposición de los pernos.....</b>	<b>103</b>
<b>Figura 43. Longitud de soldadura.....</b>	<b>107</b>
<b>Figura 44. Modelo en Shell del apoyo.</b>	
<b>(a) Iso-esfuerzos máximos. (b) Iso-esfuerzos mínimos. ....</b>	<b>108</b>
<b>Figura 45. Localización de los nodos.....</b>	<b>110</b>
<b>Figura 46. Vistas de las mensulas ....</b>	<b>113</b>
<b>Figura 47. Ruedas. ....</b>	<b>121</b>
<b>Figura 48. Riel de apoyo para las ruedas.....</b>	<b>123</b>
<b>Figura 49. Modelos tridimensionales. ....</b>	<b>125</b>
<b>Figura 50. Solicitaciones en el modelo Tipo Howe Puente.....</b>	<b>125</b>
<b>Figura 51. Modelo.....</b>	<b>126</b>

## LISTAS DE ANEXOS

	<b>Pág.</b>
Anexo A. Ensayos de Tensión-Elongación.	140

### **Anexos externos.**

Plano No 1 al No 8.

Manual de Laboratorio.

Modelos de las cerchas en SAP.

## **RESUMEN**

La Universidad del Magdalena en su empeño de alcanzar la excelencia académica debe fortalecer las áreas de laboratorios y que mejor que los estudiantes sean partícipes de estos avances colaborando en el diseño de los equipos y las metodologías para la realización de las prácticas de laboratorio.

La metodología que utilizamos en el desarrollo de este proyecto consistió en modelar y diseñar las estructuras y el marco de prueba que se utilizará para medir las deflexiones que se produzcan en ellas; además elaboramos las guías de laboratorio para facilitar el desarrollo de las prácticas a los estudiantes. En cuanto al contexto teórico definiremos términos relacionados con el área estructural de la Ingeniería Civil como Vigas, Armaduras, Marcos, Cargas y Métodos de diseño, entre otros.

## **INTRODUCCIÓN**

La Universidad del Magdalena en su constante búsqueda de la excelencia académica pretende mejorar las instalaciones de laboratorios existentes y así mismo dotar de equipos adecuados para las diferentes prácticas que en ellos se han de realizar. Para la implementación del laboratorio de estructuras de Ingeniería Civil se hace necesario el diseño de instrumentos que faciliten el aprendizaje en esta rama de la Ingeniería.

Sería de gran ayuda para la complementación de la enseñanza teórica dada en el aula que el estudiante por medio de la práctica de laboratorio logrará identificar aspectos importantes en el comportamiento de la mecánica de materiales y las estructuras, como la deformación y la deflexión en una estructura ante ciertas sollicitaciones de carga. Y así mismo pueda formularse incógnitas y sacar conclusiones de la práctica llevada a cabo.

Se ha identificado que en la formación de los ingenieros civiles de la Universidad no existe un claro entendimiento del comportamiento y mecánica de materiales debido a que las prácticas en los primeros semestres son mínimas y cuando se

realizan ensayos de laboratorio lo hacen en muy poco tiempo, lo cual no les permite asimilar por completo todo ese conocimiento.

El marco será un dispositivo de pruebas que servirá de complemento a los conocimientos que los estudiantes de Ingeniería Civil adquieran en el aula. Por medio de él se podrá analizar el comportamiento estructural de diferentes elementos, verificar su resistencia y sus deformaciones, además el estudiante podrá desarrollar sus capacidades realizando pruebas de laboratorio y comparando los resultados obtenidos con los cálculos teóricos.

## 1. ESTADO DE DESARROLLO O ANTECEDENTES

Los laboratorios son importantes en cualquier institución educativa, ya que estos permiten el avance del conocimiento mediante el desarrollo de proyectos de investigación o extensión y la venta de servicios a organizaciones públicas o privadas. Además los laboratorios proporcionan un espacio donde los estudiantes pueden ampliar sus conocimientos y aclarar dudas.

En el laboratorio de pruebas estructurales del departamento de Ingeniería Civil y ambiental de la Universidad de Hawai en Manoa se han desarrollado los siguientes proyectos de Investigación:

- ✓ Cyclic Lateral Loading of Slab-Column Connections (1999-2001)

Principal Investigator: Professor Ian N. Robertson

Funding Agency: NSF Pacific Earthquake Engineering Research Center



100 percent Relative Humidity Curing Room



Punching shear failure of interior slab-column connection.

**Figura 1. Cyclic Lateral Loading of Slab-Column Connections.**

- ✓ CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) Repair and Retrofit of Slab-Column Connections (1999-ongoing)

Principal Investigator: Professor Ian N. Robertson

Support from: SIKa Products USA, and Plas-Tech Ltd., Honolulu, HI.



Cutting Carbon Fiber for CFRP repair.



Application of Carbon Fiber Reinforced Polymer to slab surface.



Retrofit test specimen in test frame.

***Figura 2. Repair and Retrofit of Slab-Column Connections.***

- ✓ Test of Prestressed Concrete T-Beam Repaired with CFRP (2000-2001)

Principal Investigator: Professor Ian N. Robertson.

Funding Agency: Hawaii State Department of Transportation



Original 1997 CFRP repair of beam in Ala Moana Parking Garage.



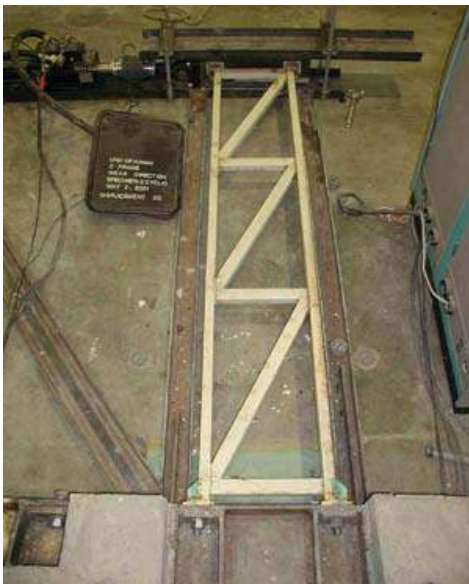
Removal of Beams from Ala Moana Parking Garage by Saw-cutting.

***Figure 3. Test of Prestressed Concrete T-Beam Repaired with CFRP.***

- ✓ Cyclic Lateral Loading of Steel Z-Frames (2000-2002).

Principal Investigator: Professor Ian N. Robertson.

Funding Agency: Jim Adams and Associates.



Z-Frame prior to testing.



Z-Frame during cyclic testing to 3% drift.

***Figure 4. Cyclic Lateral Loading of Steel Z-Frames.***



El laboratorio de Estructuras y Resistencia de Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil de Universiti Sains Malaysia está provisto con medios que permiten a los estudiantes reforzar los aspectos teóricos aprendidos. Entre otros cuenta con los siguientes equipos:



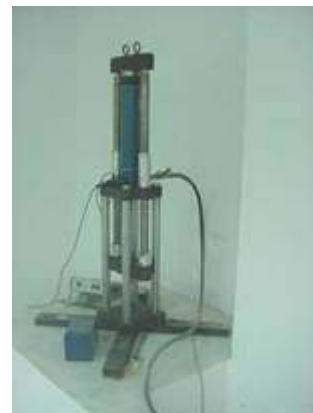
Beams Apparatus



Three Hinged Arch



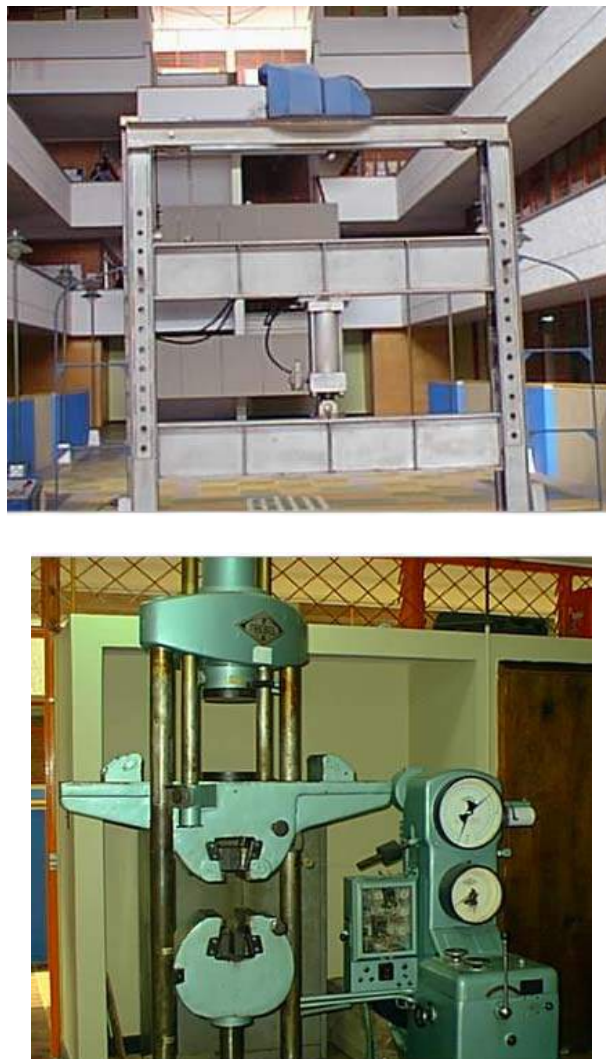
Shear Centre Apparatus



100kN Universal Testing Machine

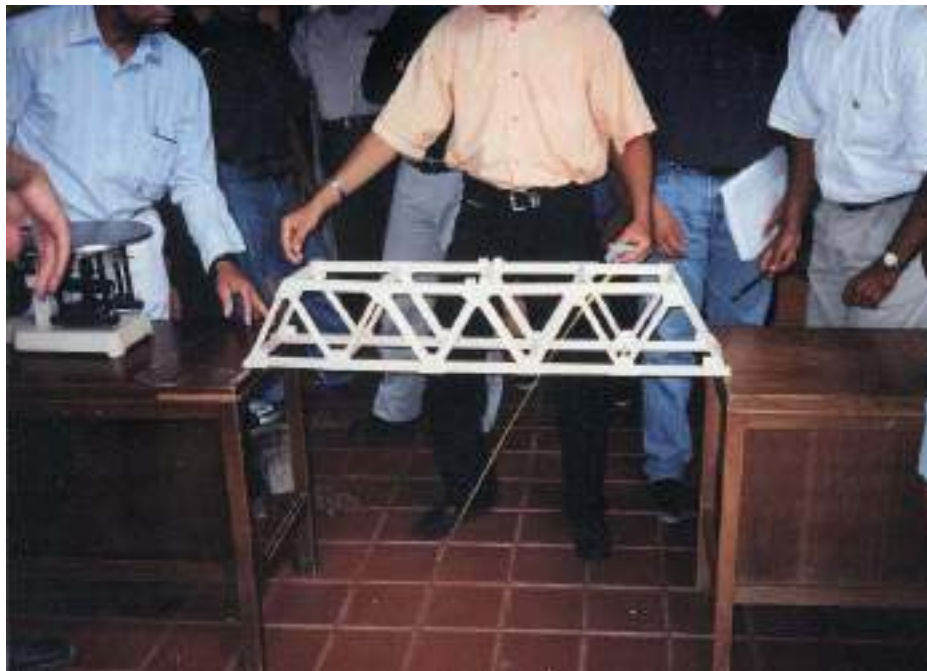
***Figura 5. Laboratorio de Estructuras y Resistencia de Materiales. Universiti Sains Malaysia.***

Algunas universidades en Colombia tienen en sus laboratorios equipos que permiten medir las deflexiones o deformaciones y las fuerzas que se presentan en las estructuras al ser sometidas a cargas y que sirven de complemento a las actividades realizadas en el aula o como fuente de ventas de servicios. Entre estas están: la Universidad de los Andes, la Universidad del Norte, la Universidad Industrial de Santander, entre otras. Ver Figura 6.



**Figura 6. Equipos del laboratorio de estructuras de la Universidad Industrial de Santander.**

Aunque La Universidad del Magdalena no cuenta con un Laboratorio de Estructuras, se han realizado eventos donde los estudiantes han dejado ver su interés en el estudio de las estructuras y su comportamiento ante diferentes solicitaciones, como fue el concurso de resistencia de estructuras hechas en balsa realizado durante la Primera Semana Cultural y Deportiva el 26 de abril del 2001 (ver Figura 7).



***Figura 7. Concurso de estructuras en balsa realizado en la Universidad del Magdalena en el año 2001.***

Estos eventos también se realizan en otras universidades de Colombia y el mundo. A nivel mundial se encuentra como ejemplo Carnegie Mellon University localizada en Pittsburg, Estados Unidos. En la cual se realizan prácticas de deflexión en estructuras de madera, tal y como se muestra en la figura 8<sup>1</sup>.



***Figura 8. Marco de pruebas de Carnegie Mellon University.***

---

Fuente: Engineering News-Record. The Construction Weekly. The McGraw-Hill Companies. Diciembre 16 de 2002. Pagina 10.

## **2. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL**

### **2.1 EL ACERO:**

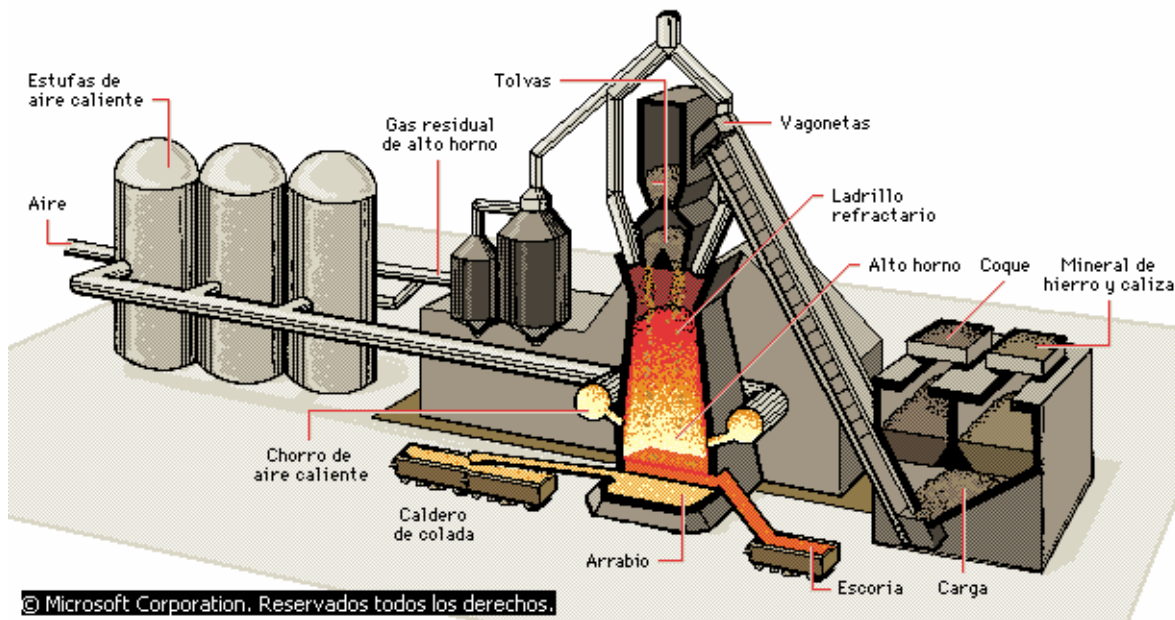
El acero es una aleación de hierro que contiene entre un 0,04 y un 2,25% de carbono y a la que se añaden elementos como níquel, cromo, manganeso, silicio o vanadio, entre otros.

#### **2.1.1 Fabricación:**

El acero se obtiene transformando el mineral de hierro en arrabio (producto de fundición de los altos hornos), luego se eliminan las impurezas de este, y por último se añaden las cantidades adecuadas de carbono y otros elementos. La principal dificultad para la fabricación del acero es su elevado punto de fusión, 1.400 °C, que impide utilizar combustibles y hornos convencionales.

Para transformar mineral de hierro en arrabio útil, hay que eliminar sus impurezas. Esto se logra en un alto horno forzando el paso de aire extremadamente caliente a través de una mezcla de mineral, coque y caliza, la llamada carga. Unas vagonetas vuelcan la carga en unas tolvas situadas en la parte superior del horno. Una vez en el horno, la carga es sometida a chorros de aire de hasta 870 °C (el horno debe estar forrado con una capa de ladrillo refractario para resistir esas

temperaturas). El metal fundido se acumula en la parte inferior. Los residuos (la escoria) flotan por encima del arrabio fundido. Ambas sustancias se extraen periódicamente para ser procesadas, Figura 9.

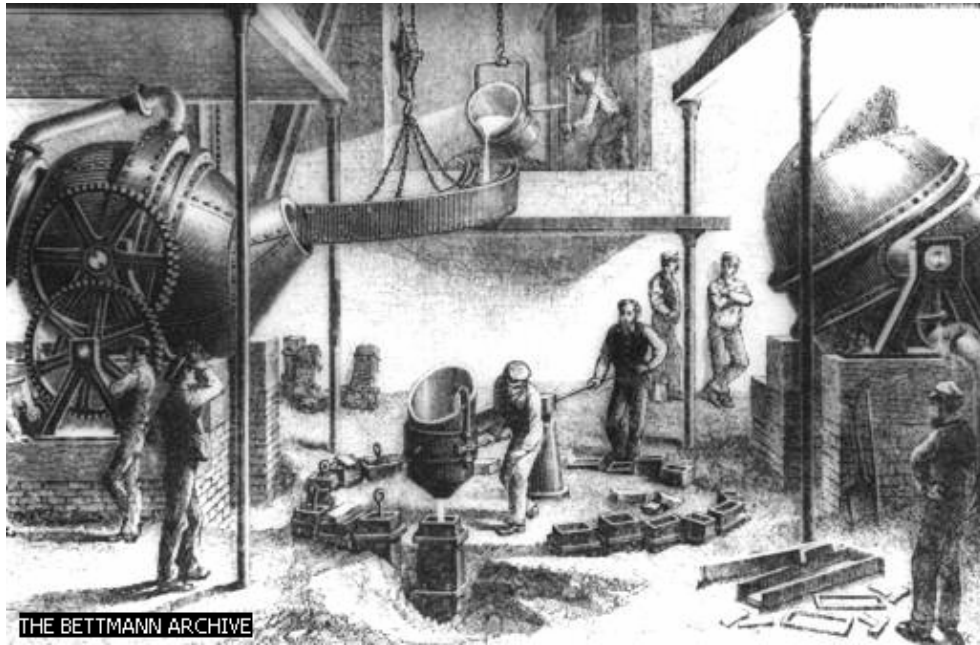


**Figura 9. Proceso de alto horno.**

Para eliminar las impurezas del arrabio existen varios métodos como son el convertidor de Bessemer o el proceso de Siemens-Martin.

Henry Bessemer desarrolló en 1855 el horno o convertidor que lleva su nombre y en el que el proceso de refinado del arrabio se lleva a cabo mediante chorros de aire a presión que se inyectan a través del metal fundido para quemar sus impurezas, este proceso se utilizó hasta la década de 1950, Figura 10.





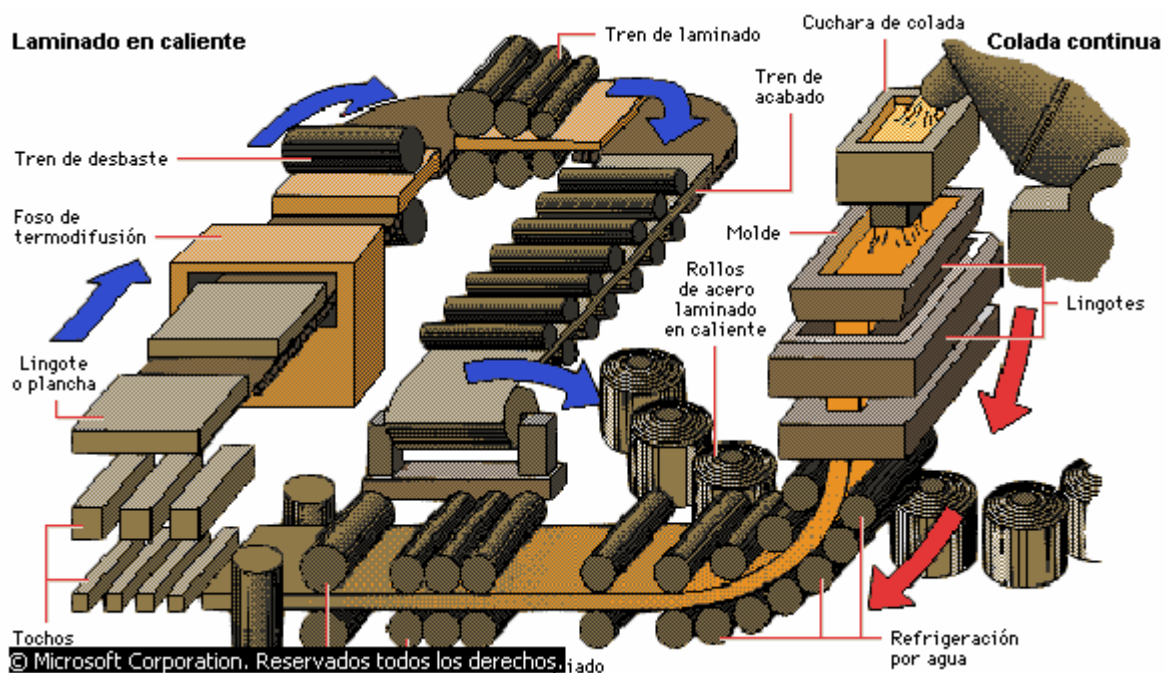
***Figura 10. Proceso del convertidor Bessemer.***

En el proceso Siemens-Martin, o de crisol abierto, se calientan previamente el gas combustible y el aire por un procedimiento regenerativo que permite alcanzar temperaturas de hasta 1.650 °C, Figura 11.



***Figura 11. Proceso del convertidor Siemens-Martin.***

La colada continua (*derecha, flechas rojas*) es un método de trabajar el acero que transforma el metal fundido en tochos, lingotes o planchas. El metal al rojo blanco se vierte en moldes abiertos y va pasando a través de rodillos refrigerados por agua. Una serie de rodillos de guiado va dando la forma deseada al acero. Sin embargo, el laminado en caliente (*izquierda, flechas azules*) sigue siendo el principal método de trabajar el acero. El proceso comienza a partir de planchas de acero que se recalientan en un foso de termodifusión. El acero pasa por una serie de rodillos o trenes (de desbaste, de laminado y de acabado) que lo van aplastando progresivamente. Por último, el acero se arrolla en bobinas y se transporta a otros lugares para su procesamiento. Ver Figura 12.



**Figura 12. Proceso de Fabricación del Acero.**



### **2.1.2 Ventajas del Acero como material estructural:**

- ✓ Alta resistencia: la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y estructuras cimentadas en suelos blandos.
- ✓ Homogeneidad: las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
- ✓ Elasticidad: el acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.
- ✓ Precisión dimensional: los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- ✓ Ductilidad: el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- ✓ Tenacidad: el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).

- ✓ Facilidad de unión con otros miembros: el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- ✓ Rapidez de montaje: la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- ✓ Disponibilidad de secciones y tamaños: el acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- ✓ Costo de recuperación: las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.
- ✓ Reciclable: el acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
- ✓ Permite ampliaciones fácilmente: el acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.
- ✓ Se pueden prefabricar estructuras: el acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

### **2.1.3 Desventajas del Acero**

- ✓ Corrosión: el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.
- ✓ Calor, fuego: en el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardantes) como mortero, concreto, asbesto, etc.
- ✓ Pandeo elástico: debido a su alta relación resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicos las columnas de acero.
- ✓ Fatiga: la resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión

#### 2.1.4 Clasificación:

Los aceros se clasifican en: aceros al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica, y aceros templados y revenidos.

Los **aceros al carbono** contienen como máximo 1.7% de carbono, 1.65% de manganeso, 0.60% de silicio y el 0.60% de cobre. Estos aceros se dividen en cuatro categorías dependiendo del porcentaje de carbono así:

- ✓ Aceros de bajo contenido de carbono ( $< 0.15\%$ )
- ✓ Aceros dulces al carbono (de 0.15% a 0.29%)
- ✓ Acero medio al carbono (de 0.3% a 0.59%)
- ✓ Acero con alto contenido de carbono (de 0.6% a 1.7%)

Los **aceros de alta resistencia y baja aleación** además de manganeso, silicio y cobre poseen columbio, vanadio, cromo, cobre y níquel.

Los **aceros de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica** poseen mayor porcentaje de cobre que los mencionados anteriormente.

Los **aceros templados y revenidos** tienen agentes aleantes en exceso comparados con los aceros al carbono y son tratados térmicamente para darles más dureza y resistencia.

La tabla 1 muestra algunas características de estos aceros y su designación de acuerdo a la American Society of Testing Materials, ASTM.

<b>Designación ASTM</b>	<b>Acero</b>	<b>Formas</b>	<b>Usos</b>	<b>Fy min. Ksi</b>	<b>Fu min. tensión ksi</b>
A-36 NOM B-254	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios estructurales en gral. Atornillados, remachados y soldados	36 e < 8" 32 e > 8"	58 – 80
A-529 NOM B-99	Al carbono	Perfiles y placas e < ½"	Igual al A-36	42	60-85
A-441 NOM B-284	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras e < 8"	Igual al A-36 Tanques	40-50	60-70
A-572 NOM B	Alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras e < 6"	Construcciones atornilladas, remaches. No en puentes soldados cuando Fy > 55 ksi	42-65	60-80
A-242 NOM B-282	Alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras e < 4"	Construcciones soldadas, atornillada, técnica especial de soldadura	42-50	63-70
A-514	Templados y revenidos	Placas e < 4"	Construcciones soldada especialmente. No se usa si se requiere gran ductilidad	90- 100	100- 150

**Tabla 1. Características de los Acero.**

## 2.2 ARMADURAS

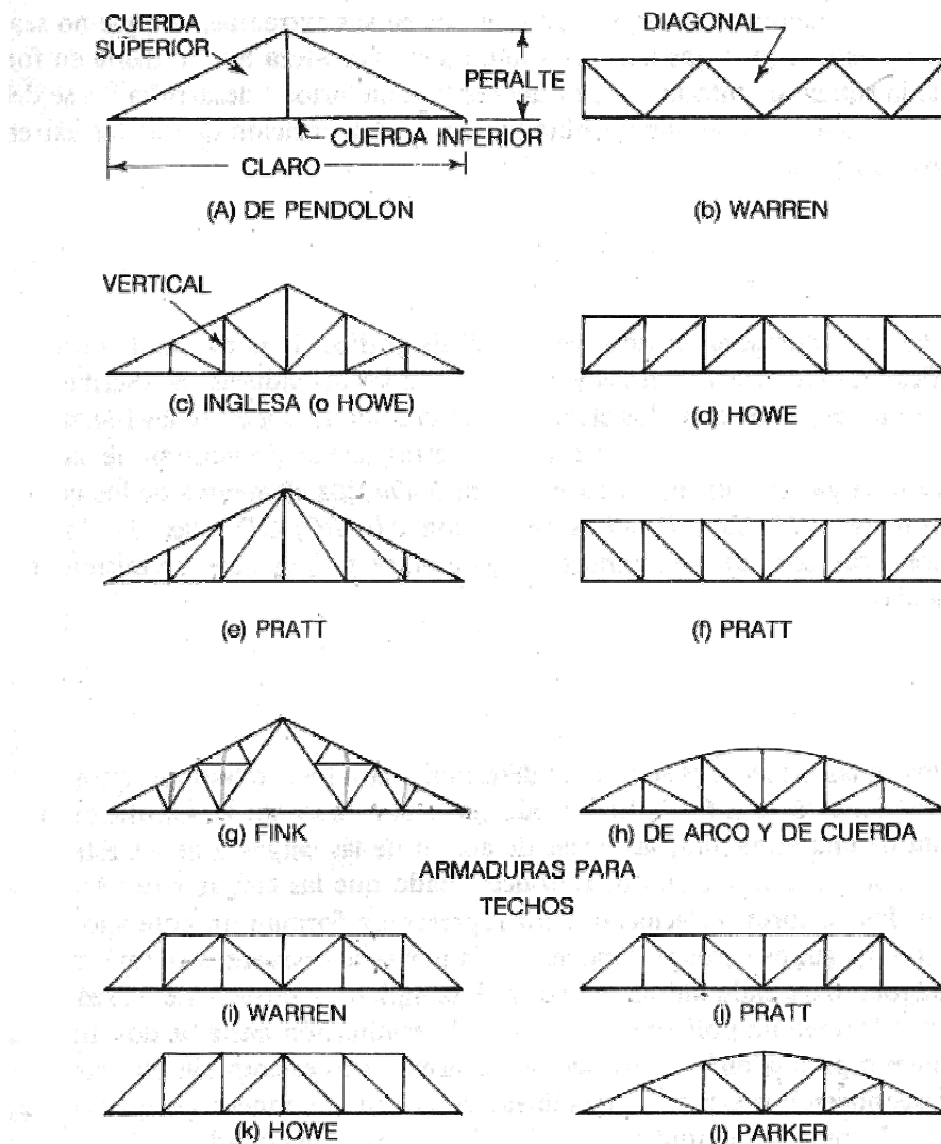
Las armaduras son estructuras ligeras formadas esencialmente por barras rígidas y son utilizadas para cubrir grandes claros en diversos tipos de construcciones. Se basan en el principio físico de la indeformabilidad del triángulo, figura geométrica estable por excelencia. Tres barras unidas en sus extremos constituyen un conjunto indeformable en tanto que cuatro o más barras unidas y articuladas en sus extremos constituyen un conjunto deformable. Un conjunto de este tipo puede rigidizarse colocando una barra adicional que una dos vértices opuestos formando de esa manera triángulos. El término rígido se emplea para significar que la estructura no pierde su conformación geométrica y también en el sentido de que pueda tener una deformación despreciable en sus miembros debida a los esfuerzos internos producidos.

Las estructuras construidas a partir de un triángulo básico formado por barras rígidas articuladas en sus extremos, reciben el nombre de armaduras simples.

Al analizar los esfuerzos en las armaduras se establecen varias hipótesis:

- ✓ Todos los miembros transmiten fuerza únicamente a lo largo de su línea de acción (dirección) y por lo tanto se encuentran en equilibrio bajo la acción de las fuerzas.

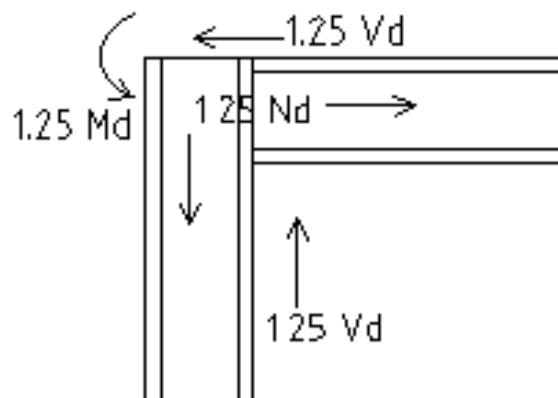
- ✓ En las armaduras cada miembro es un enlace recto que une dos puntos de aplicación de las fuerzas, por lo que son necesariamente iguales, opuestos y colineales para que estén en equilibrio.
- ✓ Todos los miembros están unidos a otros miembros por medio de articulaciones que permiten un giro libre.



**Figura 13. Tipos de Armaduras.**

### 2.3 MARCO RIGIDO

El marco rígido implica un sistema estructural plano, consistente en elementos rectos que se encuentran entre si en un ángulo y conectados rígidamente. Una conexión rígida mantiene invariable el ángulo entre los elementos cuando todo el marco se deforma con la carga. Estas conexiones deben ser capaces de transmitir cuando menos 1.25 veces el momento y fuerzas normales y cortantes de diseño de cada uno de los miembros que une la conexión.



**Figura 14. Transmisión de Esfuerzos.**

Los marcos rígidos pueden tener un claro de longitud y un piso de altura o pueden tener múltiples claros y pisos.



## **2.4 METODOS DE DISEÑO**

En cuanto al diseño de estructuras metálicas se utilizan dos métodos como son el Método A.S.D y el Método L.R.F.D.

### **2.4.1 Método A.S.D.**

Las Siglas A.S.D significan Allowable Stress Design (diseño por esfuerzos permisibles), este método de diseño consiste en limitar el esfuerzo normal o tangencial de una pieza a una fracción del esfuerzo de fluencia del material utilizando factores de seguridad entre 1.65 y 2. Este método de diseño esta regido por la Specification for Structural Steel Building - Allowable Stress Design and Plastic Design del AISC.

**2.4.1.1 Diseño de miembros a tensión.** Los esfuerzos a tensión tienden a mantener recto el elemento en el cual actúan siendo la resistencia de este independiente de su longitud. Su diseño es muy sencillo ya que no van a existir problemas de pandeo y la finalidad es determinar un área de manera que soporte una carga bajo un esfuerzo admisible determinado.

El método A.S.D. ofrece dos criterios de diseño: criterio de resistencia y criterio de rigidez.

**Criterio de Resistencia.** Se basa en dos tipos de fallas.

1. **Grandes Deformaciones.** El esfuerzo admisible a tensión no debe exceder a  $0.6F_y$ .
2. **Rotura.** El esfuerzo admisible a tensión es:  
 $F_t < 0.5F_u$  elementos sin conexión con pasadores.  
 $F_t < 0.45F_u$  miembros conectados por pasadores en la sección neta.

**Criterio de Rigidez.** Su propósito es el de limitar la relación de esbeltez en los miembros a tensión para asegurar que se usen secciones con rigidez suficiente con lo cual se eviten deflexiones excesivas y vibraciones.

La relación de esbeltez ( $E_s$ ) está dada por:

$$E_s = L / r \quad (1)$$

Donde,  $L$  es la longitud no soportada y  $r$  el radio de giro mínimo.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2)$$

Elementos a tensión (exceptuando los redondos):

	<b>AISC</b>	<b>AASHTO</b>
Elementos principales	$E_s < 240$	$E_s < 200$
Elementos secundarios	$E_s < 300$	$E_s < 240$

**2.4.1.2 Diseño de miembros a compresión.** Los esfuerzos a tensión tienden a comprimir el elemento para después acortarlo y a cierta carga tienden a pandearlo, por esto, la resistencia y la falla del elemento dependen principalmente de la longitud de este.

Las expresiones de la teoría de los esfuerzos admisibles son dadas por el A.I.S.C., basadas en la fórmula de Euler para columnas largas (rango elástico), y en fórmulas empíricas para columnas intermedias y cortas (rango inelástico).

La determinación del rango en que se encuentra el elemento se establece por la longitud efectiva ( $KL/r$ ) y la relación de esbeltez ( $C_c$ ), esta última dada por la expresión:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F}} \quad (3)$$

Donde:

$K$  es el coeficiente de longitud efectiva.

$E$  es el módulo de elasticidad del acero.

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero.

Elemento en rango inelástico

Para  $KL/r < C_c$ , se utiliza la fórmula parabólica:

$$F_a = \frac{F_y}{F.S.} \left[ 1 - \frac{(KL/r)^2}{2 C_c^2} \right] \quad (4)$$

Con  $F_a$  igual al esfuerzo admisible y siendo F.S. el factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 (KL/r)}{8 C_c} - \frac{3 (KL/r)^3}{8 C_c^3} \quad (5)$$

Elemento en rango elástico

Para  $KL/r > C_c$ , se utiliza la fórmula de Euler, con un F.S. de 1.92:

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{1.92 (KL/r)^2} \quad (6)$$

**2.4.1.3 Diseño de miembros a flexión.** El efecto de la flexión es generado por la actuación de una carga, aplicada perpendicular al eje longitudinal del elemento, casi siempre hacia abajo, que posee una luz o claro determinado.

El diseño consiste en proveer de suficiente resistencia a la flexión y al corte en cada punto del elemento, que para barras redondas sólidas el esfuerzo máximo está dado por:

$$F_b = 0.75 F_y \quad (7)$$

## **2.4.2 Método L.R.F.D.**

Las siglas L.R.F.D. significan *Load and Resistance Factor Design* (diseño con factores de carga y resistencia), este método de diseño se basa en los conceptos de estados límites. El término estado límite se usa para describir una condición en

la que una estructura o parte de ella deja de cumplir con su función. Existen dos tipos de estados límites:

**Estados límites de resistencia.** Se basan en la seguridad de la capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

**Estados límites de servicio.** Se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y la ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La metodología LRFD se basa en la siguiente ecuación:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n \quad (8)$$

Cargas o fuerzas internas mayoradas  $\leq$  Resistencia del elemento

Donde:

- ❖  $\lambda_i$ : son factores de carga o seguridad que son casi siempre mayores que 1.
- ❖  $Q_i$ : son las cargas de trabajo o de servicio.
- ❖  $\phi$ : es el factor de resistencia, generalmente es menor que 1.
- ❖  $R_n$ : es la resistencia teórica o nominal del miembro estructural.

Los factores de carga dependen de la combinación de cargas utilizada.

## Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga utilizadas en el método L.R.F.D. son:

$$T_u = 1.4 D \quad (9)$$

$$T_u = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 L_r \quad (10)$$

$$T_u = 1.2 D + 1.6 L_r + (0.5 L \text{ o } 0.8 w) \quad (11)$$

$$T_u = 1.2 D + 1.3 W + 0.5 L_r + 0.5 L \quad (12)$$

$$T_u = 1.2 D + 1.5 E + 0.5 L \quad (13)$$

$$T_u = 0.9 D - (1.3 w \text{ o } E) \quad (14)$$

$T_u$  representa la carga ultima.

## Estados Limites De Resistencia

### 2.4.2.1 Estados Límites a Tensión.

Estado límite de fluencia en la sección total:



**Figura 15. Fluencia en la sección total.**

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

$$T_u \leq \phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (15)$$

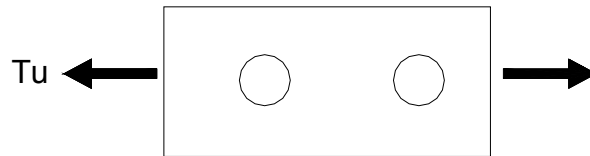
Donde:

$\phi$ : 0.9

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$A_g$  : Área total

Estado límite de fractura en la sección neta:



**Figura 16. Fractura en la sección neta.**

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

$$Tu \leq \phi \cdot Fu \cdot Ae \quad (16)$$

$$Ae = U \cdot An \quad (17)$$

$$An = Ag - Ah \quad (18)$$

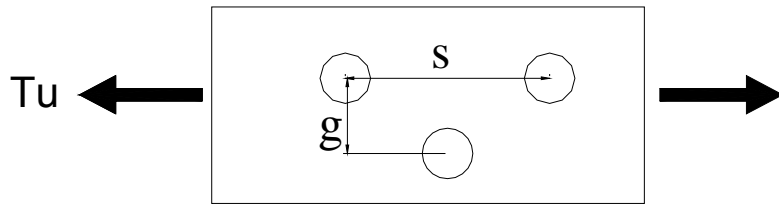
$$U = 1 - \frac{\chi}{L} \quad (19)$$

Donde:

- ❖  $\phi$ : 0.75
- ❖  $Fu$ : Esfuerzo ultimo del acero.
- ❖  $Ae$ : Área efectiva.
- ❖  $U$ : Factor de reducción de áreas.
- ❖  $Ah$ : Área de agujeros.
- ❖  $An$ : Área neta.

- ❖  $\chi$ : Distancia desde el plano de corte hasta el centro de gravedad del elemento analizado.
- ❖  $L$ : longitud de traslapo.

Para cuando se presenta el caso de agujeros escalonados a la ecuación (11) se le añade  $Ad$  por cada diagonal considerada.



**Figura 17. Agujeros escalonados.**

$$Ad = \frac{S^2}{4g} t \quad (20)$$

Donde:

- ❖  $S$ : Espaciamiento longitudinal entre agujeros, paralela a la dirección de la fuerza.
- ❖  $g$ : Espaciamiento transversal de los agujeros.
- ❖  $t$ : Espesor del elemento.

#### 2.4.2.2 Estado límite por bloques de cortante:

Fractura por tensión más fluencia por cortante:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$



$$Tu \leq \phi \cdot (Fu \cdot Ant + 0.6Fy \cdot Avg) \quad (21)$$

Fluencia por tensión más fractura por cortante:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

$$Tu \leq \phi \cdot (Fy \cdot Atg + 0.6Fu \cdot Ans) \quad (22)$$

Donde:

$\phi$ : 0.75

$Fy$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$Fu$ : Esfuerzo ultimo del acero

$Avg$ : Área total sujeta a cortante

$Ant$ : Área neta sujeta a tensión

$Atg$ : Área total sujeta a tensión

$Ans$ : Área neta sujeta a cortante

**2.4.2.3 Estados Límites a Compresión.** Existen dos estados límites

considerados a continuación:

Estado límite por resistencia:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

$$Tu \leq \phi \cdot Fcr \cdot Ag \quad (23)$$

$$Fcr = 0.658^{\lambda_c} Fy \quad (24)$$

$$\lambda_c = \frac{kL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (25)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (26)$$

Donde:

$\phi$ : 0.85

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$A_g$ : Área total

$\lambda_c$ : Coeficiente de esbeltez  $\leq 1.5$

$k$ : Factor de esbeltez, depende de las condiciones de apoyo

$L$ : longitud del elemento

$r$ : radio de giro

$E$ : modulo de elasticidad del acero

$I$ : inercia del elemento

$A$ : área transversal del elemento

Estado límite por esbeltez:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

$$T_u \leq \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

$$F_{cr} = \frac{0.877 F_y}{\lambda_c^2} \quad (27)$$

donde:

$\phi$ : 0.85

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero

$A_g$  : área total

$\lambda_c$  : coeficiente de esbeltez  $> 1.5$

## **2.5 CONEXIONES SOLDADAS**

La práctica de la soldadura data de hace miles de años, se sabe que en la antigua Grecia se lograba la unión de piezas metálicas a través del calor y golpes (forja) para obtener piezas compuestas con cierta resistencia mecánica.

Se define a la soldadura como un proceso del cual se realiza la unión de partes metálicas mediante calentamiento para alcanzar un estado plástico con o sin el aporte de un material adicional de refuerzo.

### **2.5.1 Ventajas De La Soldadura**

- ✓ El empleo de conexiones soldadas en vez de atornilladas o remachadas permite un ahorro de material (hasta de un 15%).
  
- ✓ La soldadura requiere menos trabajo y por lo tanto menos personal que la colocación de remaches o tornillos (un soldador puede reemplazar una cuadrilla de remachadores).

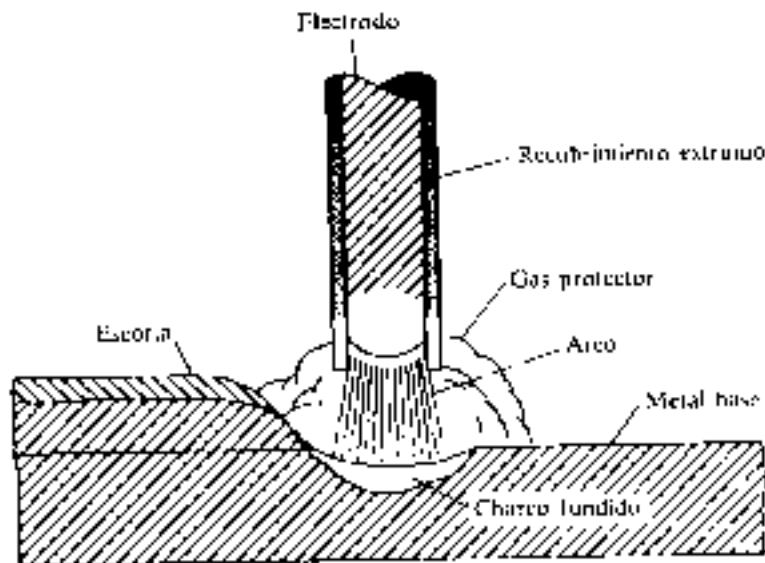
- ✓ La soldadura permite una gran variedad de conexiones, cosa que no se puede con remaches o tornillos.
- ✓ Las conexiones soldadas son más rígidas que las demás, lo cual permite una verdadera continuidad en la transmisión de elementos mecánicos entre miembros.
- ✓ Debido a la mayor resistencia del metal de aportación las conexiones soldadas permiten una gran resistencia a la fatiga.
- ✓ Las estructuras soldadas pueden repararse muy fácilmente a diferencia del resto.
- ✓ Las conexiones soldadas han permitido la construcción de estructuras soldadas y "limpias".
- ✓ Las conexiones soldadas permiten ajustes de proyecto más fácilmente que en otro tipo de conexiones.
- ✓ El trabajo de soldadura es silencioso comparado con el remachado.
- ✓ Hay un ahorro considerable en el cálculo detallado y montaje de las estructuras.

### 2.5.2 Desventajas

- ✓ Las conexiones rígidas pueden no ser óptimas en el diseño.
- ✓ La revisión de las conexiones soldadas no es muy sencillo con respecto al resto.
- ✓ La creencia de la baja resistencia a la fatiga en conexiones soldadas (no se permite aún en algunos puentes ferroviarios U.S.A).

El arco eléctrico se forma al polarizar el metal base negativamente y el electrodo positivamente, al acercar el electrodo se forma el arco eléctrico localizado en las zonas más próximas donde el metal base alcanza temperaturas de 3000 a 6000 °C que derriten también el acero del electrodo debido al campo electromagnético formado, el metal de aporte es forzado a depositarse en el metal base, por lo que es posible realizar soldaduras contra la gravedad a su vez el recubrimiento del electrodo formado por minerales inertes (rutilo) se funde y alcanza la superficie del material líquido que al enfriarse forma una costra protectora de la soldadura mientras se enfría, el gas que se desprende del arco es parte debido al recubrimiento que forma una barrera protectora al depósito del metal para evitar que se mezcle con aire (hidrógeno) y quede porosa la soldadura.

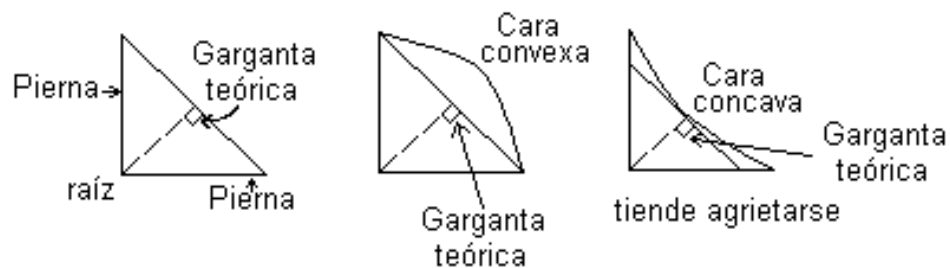
Una vez enfriado el cordón, es necesario retirar la “cáscara”, para revisar o bien para aplicar un siguiente cordón.



**Figura 18. Esquema de Soldadura.**

### 2.5.3 Clasificación De La Soldadura

Por su tipo:



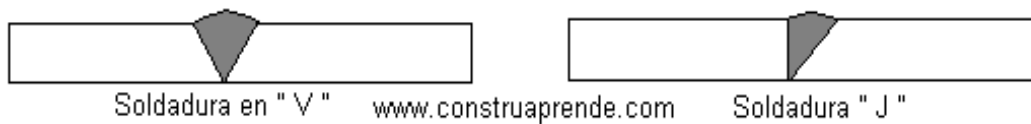
**Figura 19. Tipos de Soldadura**

Filete: el cordón está formado en su sección transversal por un ángulo diedro. Este tipo de soldadura sirve para unir dos piezas no alineadas entre sí; y por ser este caso muy común en la conexión de miembros estructurales, se emplea en el 80 % de los casos.



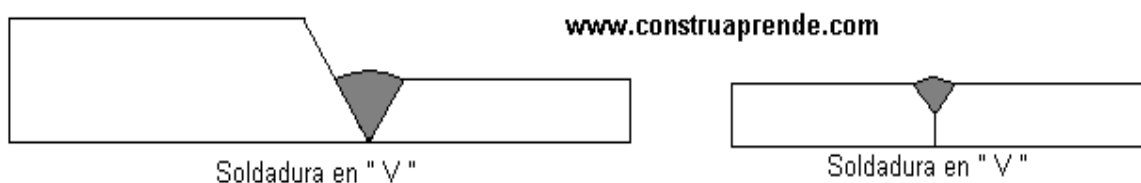
**Figura 20. Soldadura Cuadrada con Refuerzo a Tope.**

Soldaduras de Penetración (Ranura): Se obtienen depositando metal de aportación entre los bordes de dos placas que pueden estar alineadas en el mismo plano.



**Figura 21. Soldaduras de Penetración.**

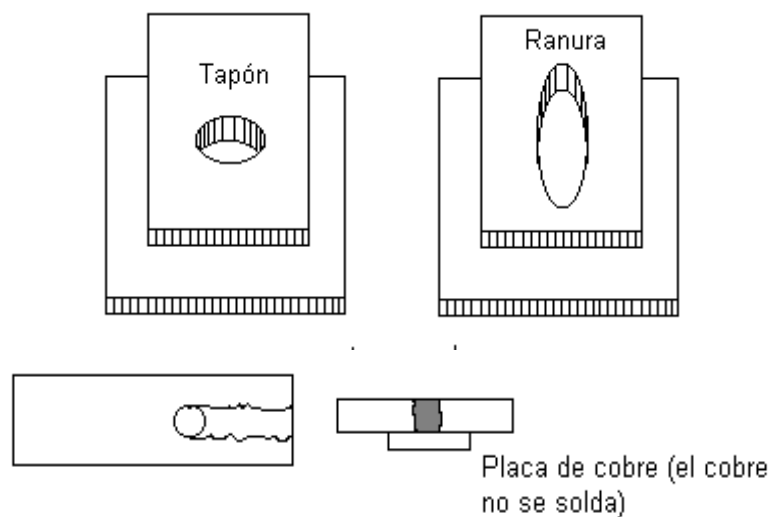
Penetración Parcial: cuando la soldadura no penetra totalmente las placas, o cuando una placa es más delgada que la otra.



**Figura 22. Soldaduras de Penetración Parcial.**

Penetración Completa: cuando la soldadura atraviesa todo el espesor de las placas (iguales). Esta soldadura se prefiere cuando las placas o elementos planos deben quedar en el mismo plano. Son aproximadamente el 15 % de las estructuras metálicas.

Soldaduras de Tapón Y Ranura: se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo con metal de aportación un agujero circular (tapón) o alargado (ranura) hecho en una de ellas y teniendo como fondo la otra placa.

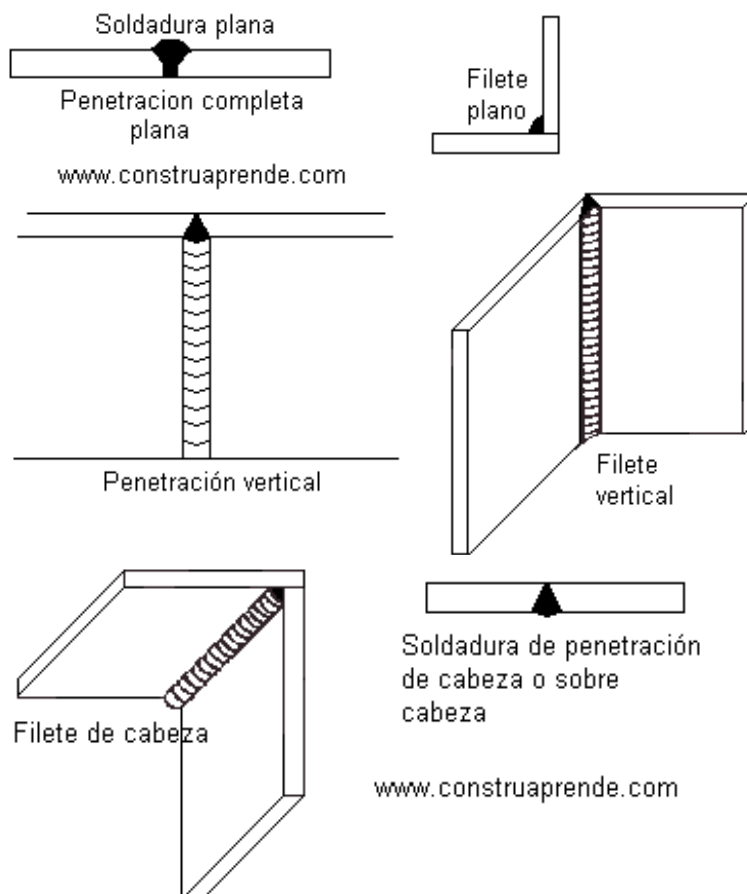


**Figura 23. Soldaduras de Tapón y Ranura.**

Se emplean cuando la longitud de filete no es suficiente para proporcionar toda la resistencia de la conexión. Forman aproximadamente el 5 % de las estructuras metálicas.

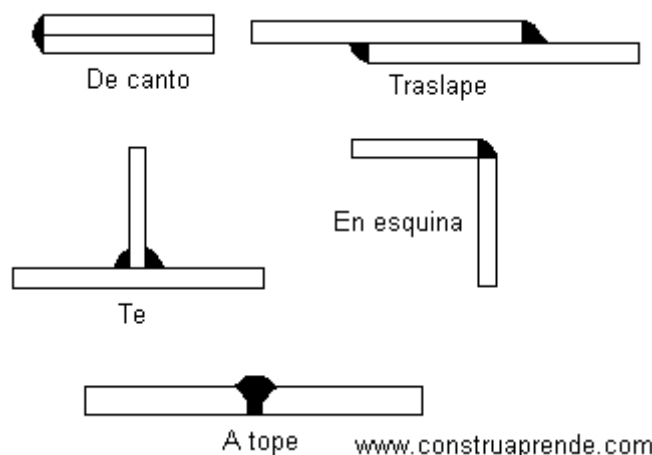


### Clasificación por su posición:



**Figura 24. Soldaduras por su Posición.**

### Clasificación por ensamble:

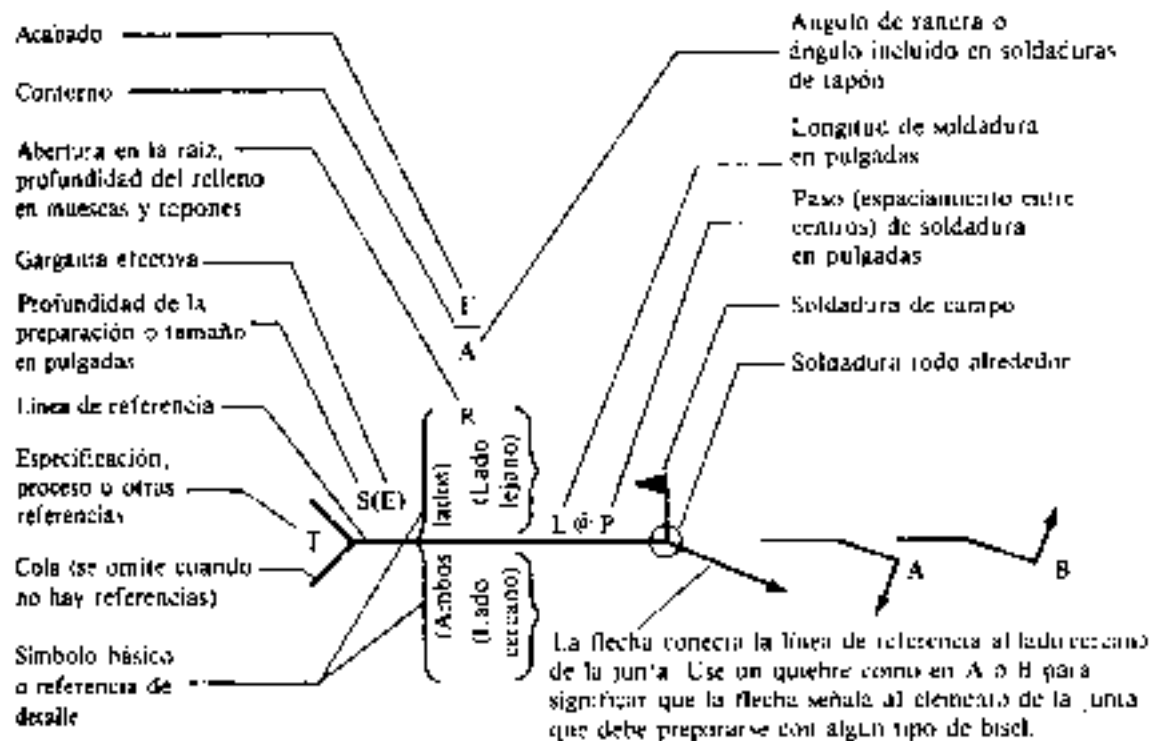


**Figura 25. Soldaduras por Ensamble.**

## 2.5.4 Simbología Para Uniones Soldadas AWS

SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDADURA									
ESTERIOR	FILLETE	TAPÓN O RANURA	CUA- DRADO	Ranura o a tope				ENSAN- CHA- MIENTO V	ENSAN- CHAMIENTO DE BISEL
				V	BISEL	U	J		
SÍMBOLOS COMPLEMENTARIOS									
ESPALDO	ESTACIADO	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO		Véase la AWS A.2.4.19 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura			
				NIVELADO	CONVEXO				

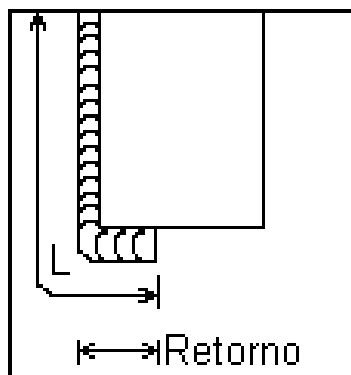
**Figura 26. Simbología para Uniones Soldadas AWS.**



**Figura 27. Localización Estándar de los Elementos de un Símbolo de Soldadura.**

### 2.5.5 Dimensiones Efectivas De Soldaduras

- ✓ El área efectiva de las soldaduras de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por la garganta efectiva.
- ✓ El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o ranura, medida en el plano de falla.
- ✓ La longitud efectiva de una soldadura a tope entre 2 piezas es el ancho de la pieza más angosta, aún en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.
- ✓ La longitud efectiva de una soldadura de filete es la longitud total del filete incluyendo retornos. Si el filete esta en un agujero circular o ranura la longitud será la del eje del cordón trazado por el centro del plano de la garganta, pero el área efectiva no será mayor que el área nominal del agujero o ranura medida en el plano de falla.



**Figura 28. Longitud Efectiva de una Soldadura.**

## 2.6 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURAS

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los siguientes resultados:

$$R_s = F_R F_{MB} \quad (28)$$

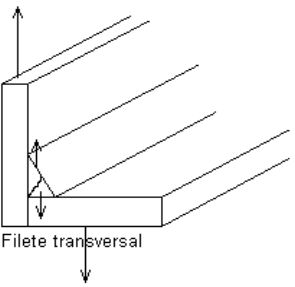
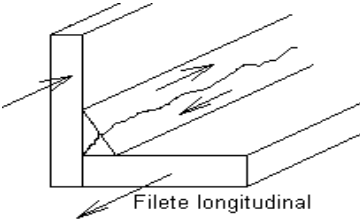
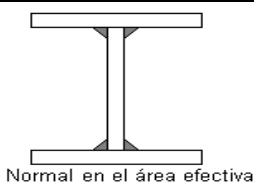
$$R_s = F_R F_S \quad (29)$$

Donde:

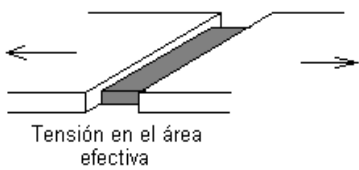
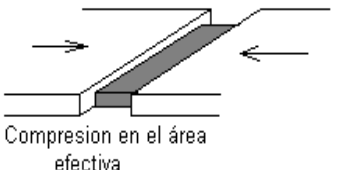
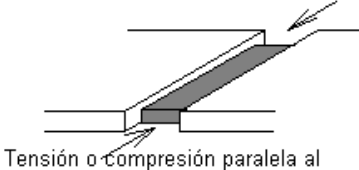

$F_{MB}$  = resistencia nominal del metal base.

$F_S$  = resistencia nominal del metal de aporte (electrodo)

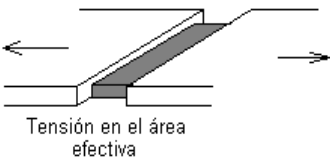
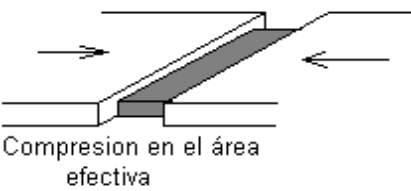
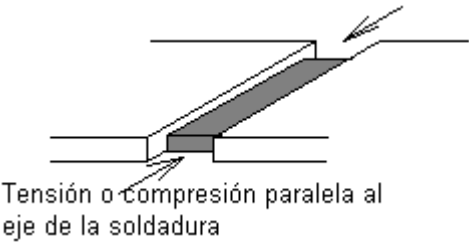
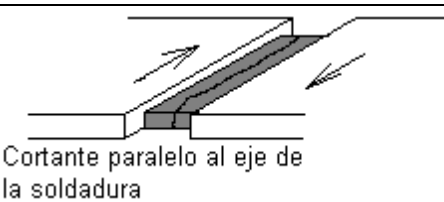
Las soldaduras utilizadas en estructuras deberán resistir gran número de repeticiones de carga durante su vida útil, y se diseñaran tomando en cuenta la posibilidad de falla por fatiga.

Tipo de soldadura	Material	$F_R$	$F_{MB}$ o $F_S$	Nivel de resistencia requerido
<b>Soldadura tipo filete</b>				
 <p>Filete transversal</p>	Metal base*	-----	-----	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la compatible con el metal base
 <p>Filete longitudinal</p>	Electrodo	0.75	$0.6 F_{EXX}$	El diseño del metal base queda regido de acuerdo al caso particular, que está sufriendo de acuerdo a las NTC
 <p>Normal en el área efectiva</p>	Metal base	0.90	$F_y$	

**Tabla 2. Características de las Soldaduras.**

Tipo de soldadura	Material	$F_R$	$F_{MB}$ o $F_S$	Nivel de resistencia requerido
<b>Soldadura de penetración completa</b>				
 <p>Tensión en el área efectiva</p>	Metal base	0.90	$F_y$	Debe usarse soldadura compatible con el metal base (E60, E70)
 <p>Compresión en el área efectiva</p>	Metal base	0.90	$F_y$	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la soldadura compatible con el metal base
 <p>Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura</p>	Metal base	0.90	$F_y$	
 <p>Cortante paralelo al eje de la soldadura</p>	Metal base Electrodo	0.90 0.80	$0.60 F_u$ $0.60 F_{EXX}$	

**Continuación Tabla No 2**

Tipo de soldadura	Material	$F_R$	$F_{MB}$ o $F_S$	Nivel de resistencia requerido
<b>Soldadura de penetración parcial</b>				
 <p>Tensión en el área efectiva</p>	Metal base Electrodo	0.90 0.80	$F_y$ $0.60F_{EXX}$	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor a la del electrodo compatible al metal base
 <p>Compresion en el área efectiva</p>	Metal base	0.90	$F_y$	
 <p>Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura</p>	Metal base	0.90	$F_y$	De acuerdo a la conexión que soporte el material se diseñara de acuerdo a las NTC
 <p>Cortante paralelo al eje de la soldadura</p>	Metal base* Electrodo	0.75	0.60 $F_{EXX}$	

**Continuación Tabla No 2**

### **3. MATERIALES Y MÉTODOS.**

Los materiales utilizados para la realización de este proyecto fueron esencialmente: Software especializado de análisis de estructuras (SAP2000 Non Linear) y de diseño arquitectónico (Autocad 2002).

La metodología que empleamos consistió básicamente en las siguientes actividades: selección de los diferentes modelos de armaduras, análisis y diseño de estos modelos y del marco de pruebas, establecer que clase de soporte o anclaje se utilizaría para colocar las armaduras en el marco de pruebas y elaborar las guías de laboratorio para la realización de las prácticas.

Para el análisis de los diferentes tipos de armaduras escogidos se utilizo un software especializado en la modelación de estructuras (SAP 2000), y realizamos algunas verificaciones manuales. Los modelos se diseñaron por el método ASD desarrollado por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC).

En cuanto a la elaboración de las guías de laboratorio se realizaron consultas con profesionales del área de estructuras y consultas vía Internet sobre proyectos similares en otros países y artículos sobre prácticas de laboratorios. Además de libros especializados en el área de estructuras.



#### **4. DEMOSTRACIÓN DE HIPÓTESIS.**

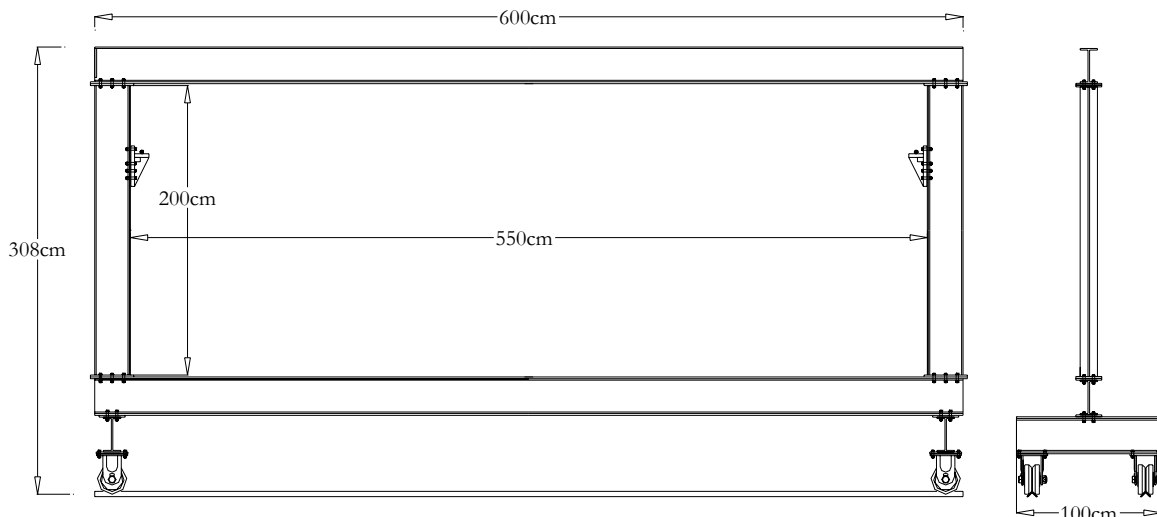
Dentro del pensum de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad del Magdalena, el área de Estructuras abarca aproximadamente un 35% de los cursos. Cursos tales como Mecánica, Estática, Resistencia de Materiales, Teoría de Estructuras I, Teoría de Estructuras II, Dinámica Estructural, Diseño de Hormigón Armado I, Diseño de Hormigón Armado II, Diseño de Estructuras Metálicas, Diseño de Puentes I y Diseño de Concreto Preesforzado resultan hasta cierto punto difíciles para el estudiante debido a lo abstracto de la teoría.

Con la implementación de ensayos de laboratorio en un marco de pruebas para medir deflexiones en estructuras se facilitaría la comprensión del comportamiento de sistemas estructurales bajo diversas condiciones de carga y permitiría la visualización y medición de algunos postulados teóricos del Análisis Estructural.

Además las guías de laboratorio y los modelos para las prácticas, constituyen la primera etapa en la creación de la plataforma didáctica del Laboratorio de Estructuras de la Universidad del Magdalena.

## 5. MEMORIAS DE CÁLCULO.

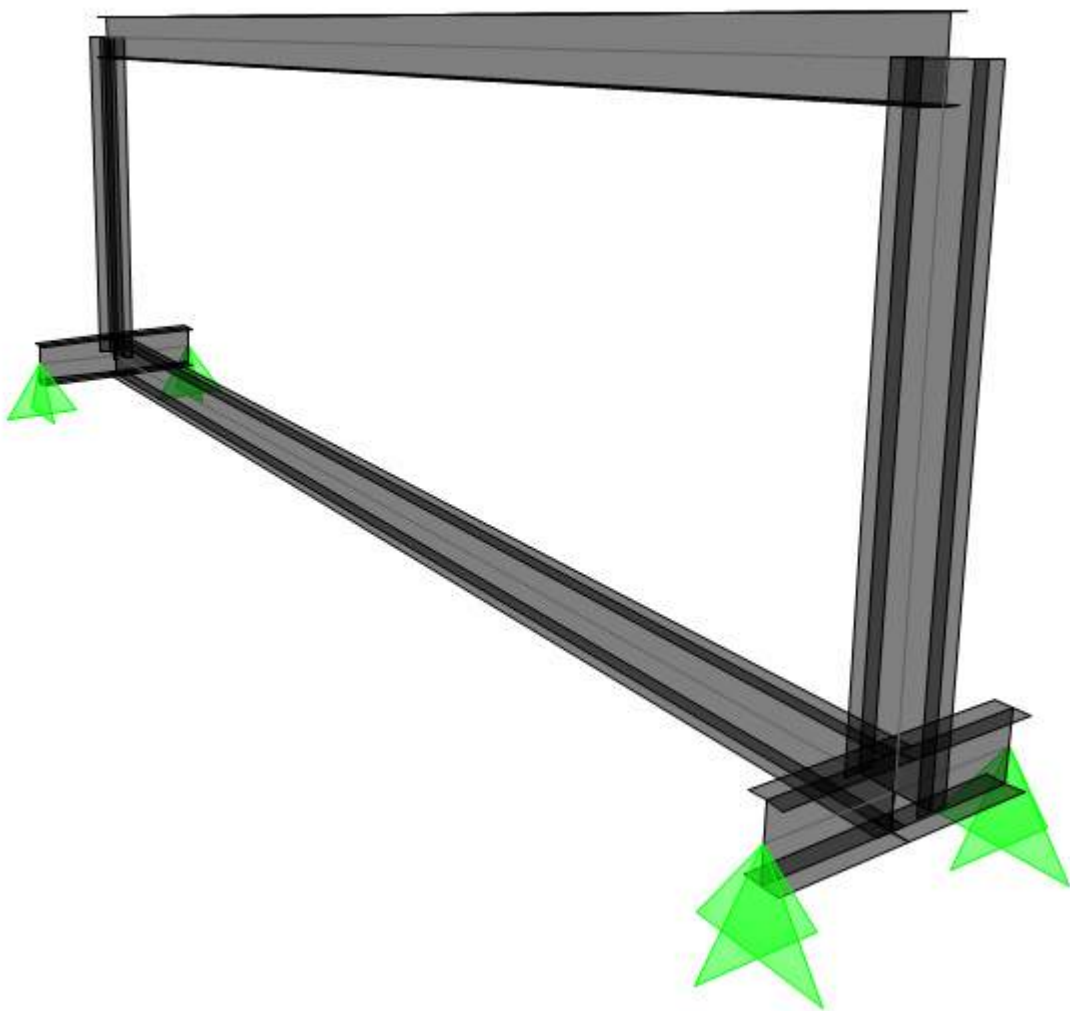
Se realizó el diseño de un marco de carga en perfiles de acero IPE-240, con una altura máxima de 3.08 metros; una longitud máxima de 6 metros y un ancho máximo de 1 m, el cual estará apoyado con ruedas de acero sobre un riel para facilitar la graduación de la luz a la cual se pretenda efectuar la práctica según la estructura a utilizar.



**Figura 29. Vistas del marco**

## 5.1 ANÁLISIS DEL MARCO.

El análisis se realizó por medio del software SAP2000, para el cual se necesita definir los materiales a utilizar, las secciones de los elementos y las cargas aplicadas.



***Figura 30. Marco en vista 3D.***

### 5.1.1 Materiales.

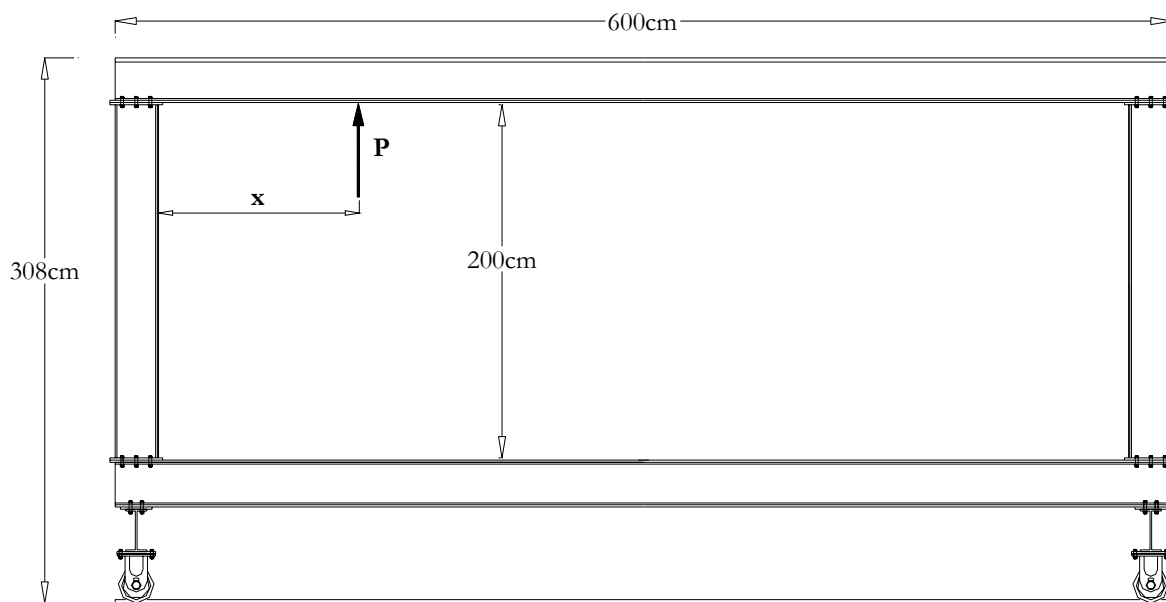
El tipo de acero utilizado en el diseño se muestra en la siguiente tabla.

Designación ASTM	Tipo de Acero	Elementos	Fy (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fu (Kg/cm <sup>2</sup> )
A-36	Al Carbono	Perfiles I (IPE), Platinas	2530	4060

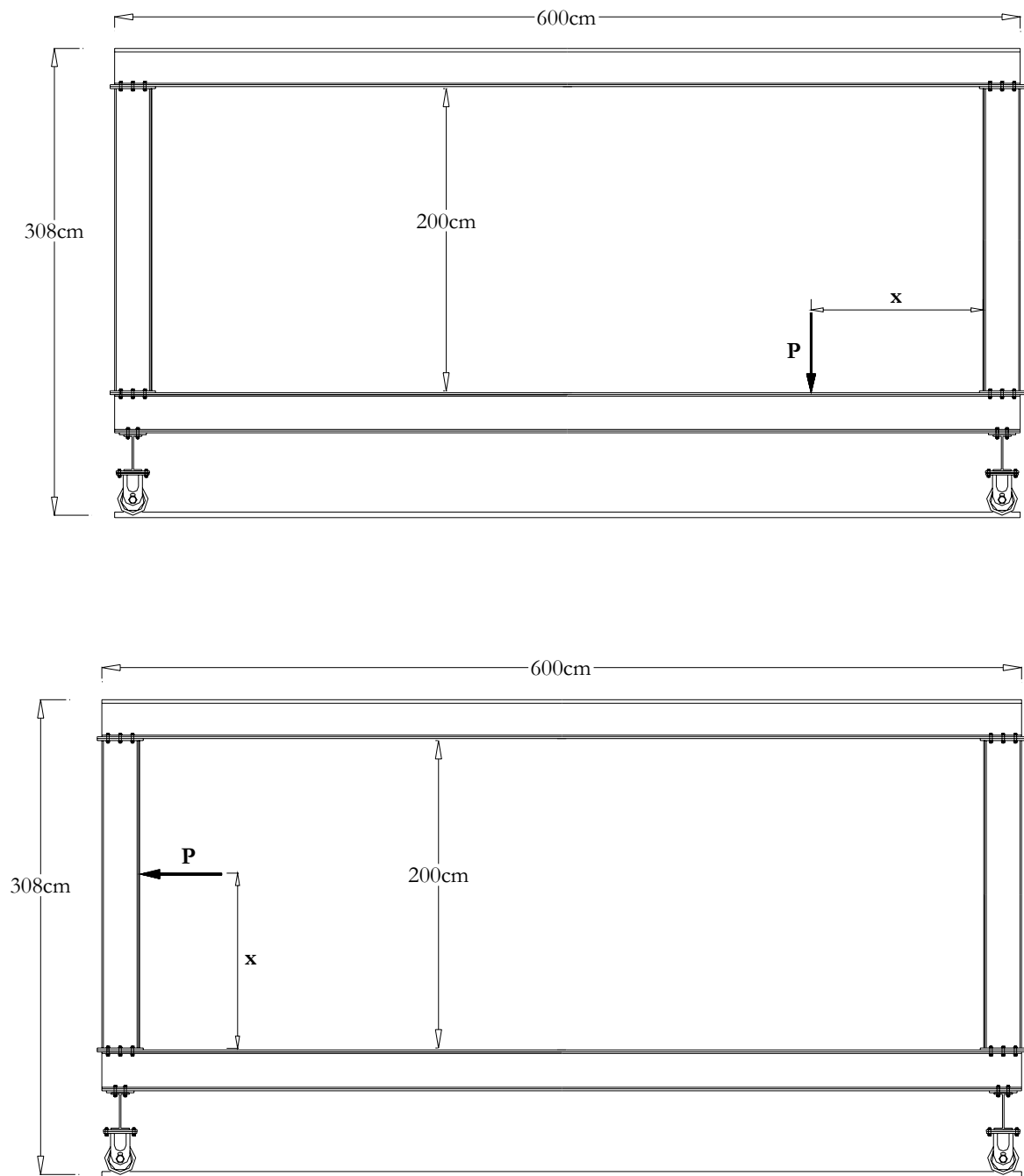
**Tabla 3. Tipos de Acero utilizados.**

### 5.1.2 Cargas.

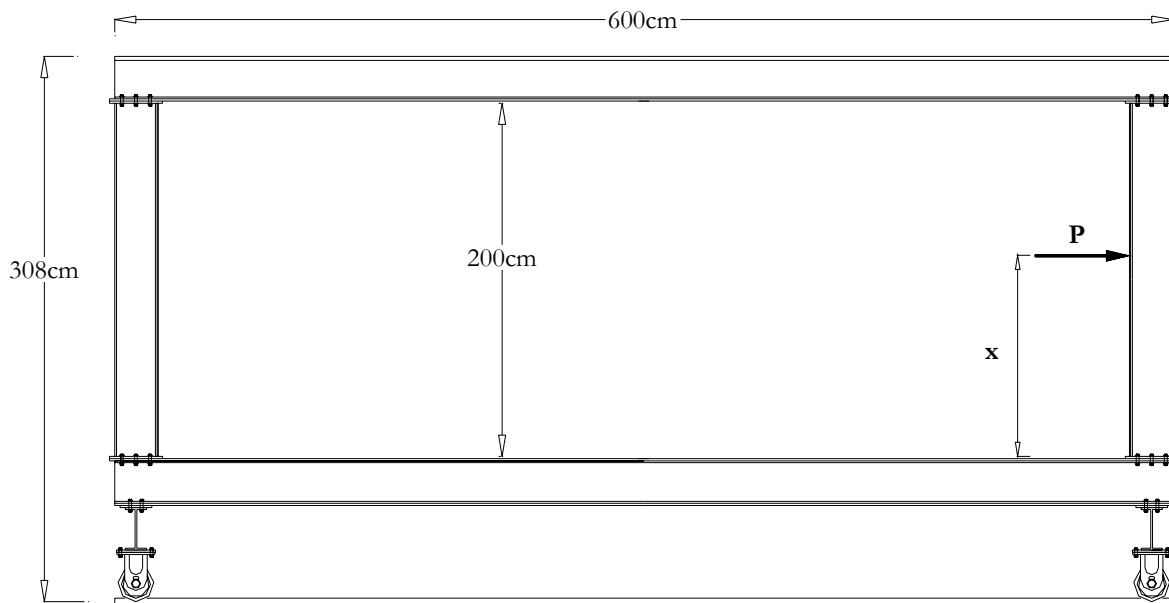
Las cargas de diseño verticales se colocan a una distancia  $x$ , cuya variación es de 0.6 m hasta 3 m en tramos de longitud igual a 0.6 m. Para las horizontales la distancia  $x$  varía de 0.5 m a 1.5 m cada 0.5 m. (Ver figuras 31, 32 y 33).



**Figura 31. Hipótesis de cargas.**



**Figura 32. Hipótesis de cargas.**



***Figura 33. Hipótesis de cargas.***

La distribución de las fuerzas ( $P$ ) corresponde a la posible ubicación de celdas de carga, con las cuales se transmitirían las cargas a los modelos o especímenes a ensayar.

## **5.2 DISEÑO DEL MARCO.**

El diseño del marco se llevó a cabo realizando los chequeos correspondientes a los siguientes estados límites de resistencia:

1. Chequeo por flexión.
2. Flexión local del patín.
3. Fluencia local del alma.
4. Aplastamiento del alma.
5. Pandeo lateral del alma.

### 5.2.1 Chequeo por flexión.

Se establece en que zona de pandeo se encuentra la longitud sin soporte lateral de la viga ( $L_b$ ), comparándola con la longitud límite para la capacidad plástica ( $L_p$ ) y con la longitud límite sin soporte lateral ( $L_r$ ).

$$L_b = 540 \cdot cm$$

Se halló  $L_p$  bajo lo estipulado en la NSR-98:

$$L_p = \frac{790 \cdot r_y}{\sqrt{F_{yf}}}$$

donde:

$r_y$  es el radio de giro en mm, con respecto al eje Y.

$F_{yf}$  es el esfuerzo de fluencia del patín en MPa.

Para el perfil IPE-240 estos valores son:

$$r_y = 26.8 \cdot mm$$

$$F_{yf} = 253 \cdot MPa$$

Remplazando en la ecuación de  $L_p$ :

$$L_p = \frac{790 \cdot 26.8}{\sqrt{253}}$$

$$L_p = 1340 \cdot mm$$

$$L_p = 1.34 \cdot m$$

Cálculo de  $L_r$  con referencia a la NSR-98:

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_L} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_L^2}}$$

en donde:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} \quad \therefore \quad x_2 = \left[ 4 \cdot \left( \frac{C_w}{I_y} \right) \right] \cdot \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2$$

- ❖  $S_x$  = módulo de sección respecto al eje mayor, 183000 mm<sup>3</sup>.
- ❖  $E$  = módulo de elasticidad del acero, 204000 MPa.
- ❖  $G$  = módulo de cortante elástico del acero, 77000 MPa.
- ❖  $F_r$  = esfuerzo residual de compresión, 70 MPa.
- ❖  $F_{yw}$  = esfuerzo de fluencia del alma, 253 MPa.
- ❖  $F_L$  = el menor valor entre  $(F_{yf} - F_r)$  y  $F_{yw}$ . En este caso 183 MPa.
- ❖  $I_y$  = momento de inercia respecto al eje Y, 2840000 mm<sup>4</sup>.
- ❖  $J$  = constante de torsión, 120000 mm<sup>4</sup>.
- ❖  $A$  = área transversal, 3910 mm<sup>2</sup>.
- ❖  $C_w$  = constante de alabeo, 3.739 x 10<sup>10</sup> mm<sup>6</sup>.

Remplazando valores:

$$X_1 = \frac{\pi}{18300} \cdot \sqrt{\frac{204000 \cdot 77000 \cdot 120000 \cdot 3910}{2}}$$

$$X_1 = 32955 \cdot MPa$$



$$x_2 = \left[ 4 \cdot \left( \frac{3.739 \times 10^{10}}{2840000} \right) \right] \cdot \left( \frac{183000}{77000 \cdot 120000} \right)^2$$

$$x_2 = 2.09 \times 10^{-5} \text{ MPa}^2$$

Remplazando en la ecuación de  $L_r$ :

$$L_r = \frac{26.8 \cdot 32955}{183} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 2.09 \times 10^{-5} \cdot 183^2}}$$

$$L_r = 7325 \cdot \text{mm}$$

$$L_r = 7.33 \cdot \text{m}$$

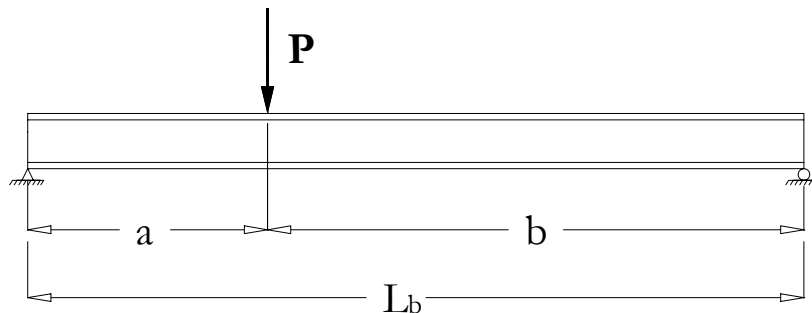
Por tanto, como  $L_p < L_b < L_r$  se calcula el momento límite de pandeo es:

$$M_r = F_L \cdot S_x \quad M_r = 1830 \cdot 183$$

$$M_r = 334890 \cdot \text{Kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_r = 3349 \cdot \text{Kgf} \cdot \text{m}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos se calculó la máxima fuerza de resistencia a partir del momento que genera dicha fuerza en la viga, el cual se puede obtener como el de una viga simplemente apoyada y se igualan los momentos  $M_r = M$ .



**Figura 34. Esquema de la viga.**

$$M_r = M = \frac{P \cdot a \cdot b}{L_b}$$

Despejando p en la ecuación anterior:

$$P = \frac{M_r \cdot L_b}{a \cdot b}$$

en donde P es la carga máxima a la que puede ser sometida la viga, con respecto a su ubicación. Los valores se muestran en las tablas 4 y 5.

<b>a</b>	<b>b</b>	<b>L<sub>b</sub></b>	<b>M</b>	<b>P</b>
<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>Kgf-m</b>	<b>Kgf</b>
0,60	5,40	6,00	3349	6202
1,20	4,80	6,00	3349	3489
1,80	4,20	6,00	3349	2658
2,40	3,60	6,00	3349	2326
3,00	3,00	6,00	3349	2233

**Tabla 4. Carga máxima a la que puede ser sometida la viga.**

<b>a</b>	<b>b</b>	<b>L<sub>b</sub></b>	<b>P</b>
<b>m</b>	<b>m</b>	<b>M</b>	<b>Kgf</b>
0,50	1,50	2,00	4000
1,00	1,00	2,00	2750
1,50	0,50	2,00	2500

**Tabla 5. Carga máxima a la que puede ser sometida la columna, con a medida desde la conexión inferior viga-columna.**

### 5.2.2 Flexión local del patín.

De acuerdo al código NSR-98 la resistencia requerida de la aleta no debe exceder  $\phi R_n$ , en donde,

$$\phi = 0.90$$

$$R_n = 6.25(t_f^2)(F_{yf})$$

En donde:

- ❖  $F_{yf}$  es el mínimo esfuerzo de fluencia especificado para la aleta, Kg/cm<sup>2</sup>.
- ❖  $t_f$  es el espesor de la aleta cargada, cm.

Para el perfil IPE-240 estos valores son:

$$t_f = 0.98 \cdot \text{cm}$$

$$F_{yf} = 2530 \cdot \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Remplazando en la ecuación de  $\phi R_n$ :

$$\phi \cdot R_n = 0.9 \cdot (6.25)(0.98^2)(2530)$$

$$\phi \cdot R_n = 13668 \cdot \text{Kg}$$

### 5.2.3 Fluencia local del alma.

De acuerdo al código NSR-98 la resistencia requerida del alma en el pie de la transición alma-aleta no debe exceder  $\phi R_n$ , en donde,

$$\phi = 1.0$$

$$R_n = (5K + N)(F_{yw})(t_w)$$

En donde:

- ❖  $F_{yw}$  es el mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el alma,  $Kgr/cm^2$ .
- ❖  $N$  es la longitud de apoyo (no inferior a  $k$  para reacciones de apoyo de vigas),  $cm$ .
- ❖  $k$  es la distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie de la transición alma-aleta,  $cm$ .
- ❖  $t_w$  es el espesor del alma,  $cm$ .

Suponemos  $N = 10 \text{ cm}$ .

Para el perfil IPE-240 estos valores son:

$$t_w = 0.62 \cdot cm$$

$$F_{yw} = 2530 \cdot Kgf / cm^2$$

$$k = 5.5 \cdot cm$$

Remplazando en la ecuación de  $\phi R_n$ :

$$\phi R_n = (1.0)[5(5.5) + 10](2530)(0.62)$$

$$\phi \cdot R_n = 58823 \cdot Kgf$$

#### 5.2.4 Aplastamiento del alma.

De acuerdo al código NSR-98 la resistencia requerida del alma no debe exceder

$\phi R_n$ , en donde,

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = \left[ 354(t_w^2) \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \right] \sqrt{\frac{F_{yw}(t_f)}{t_w}}$$

En donde:

- ❖  $F_{yw}$  es el mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el alma,  $\text{Kgf/cm}^2$ .
- ❖  $N$  es la longitud de apoyo (no inferior a  $k$  para reacciones de apoyo de vigas),  $\text{cm}$ .
- ❖  $d$  es la altura total del miembro,  $\text{cm}$ .
- ❖  $t_f$  es el espesor de la aleta,  $\text{cm}$ .
- ❖  $t_w$  es el espesor del alma,  $\text{cm}$ .

Suponemos  $N = 10 \text{ cm}$ .

Para el perfil IPE-240 estos valores son:

$$t_w = 0.62 \cdot \text{cm}$$

$$F_{yw} = 2530 \cdot \text{Kgf} / \text{cm}^2$$

$$t_f = 0.98 \cdot \text{cm}$$

$$k = 5.5 \cdot \text{cm}$$

Remplazando en la ecuación de  $\phi R_n$ :

$$\phi R_n = 0.75 \left[ 354(0.62^2) \left[ 1 + 3 \left( \frac{10}{19} \right) \left( \frac{0.62}{0.98} \right)^{1.5} \right] \right] \sqrt{\frac{2530(0.98)}{0.62}}$$

$$\phi R_n = 0.75 \left[ 136 \left[ 1 + 3 \left( \frac{10}{19} \right) (0.5) \right] \right] (63.24)$$

$$\phi \cdot R_n = 11543 \cdot \text{Kgf}$$

### 5.2.5 Pandeo lateral del alma.

De acuerdo al código NSR-98 la resistencia de diseño del alma es  $\phi R_n$ , en donde,

$$\phi = 0.85$$

$$\phi R_n = 0.85 \cdot \left\{ \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \cdot \left[ 0.4 \cdot \left( \frac{h/t_w}{L/b_f} \right)^3 \right] \right\}$$

En donde:

- ❖ L es la mayor longitud sin soporte lateral a lo largo de cualquier aleta en el punto de aplicación de la carga, 540 cm.
- ❖  $b_f$  es el ancho de la aleta, 12 cm.
- ❖ h es la distancia libre entre aletas menos el filete o el radio de curvatura de la transición alma-aleta, 19 cm.
- ❖  $C_r$  es 33000000 Kgf/cm<sup>2</sup>.

Remplazando en la ecuación de  $\phi R_n$ :

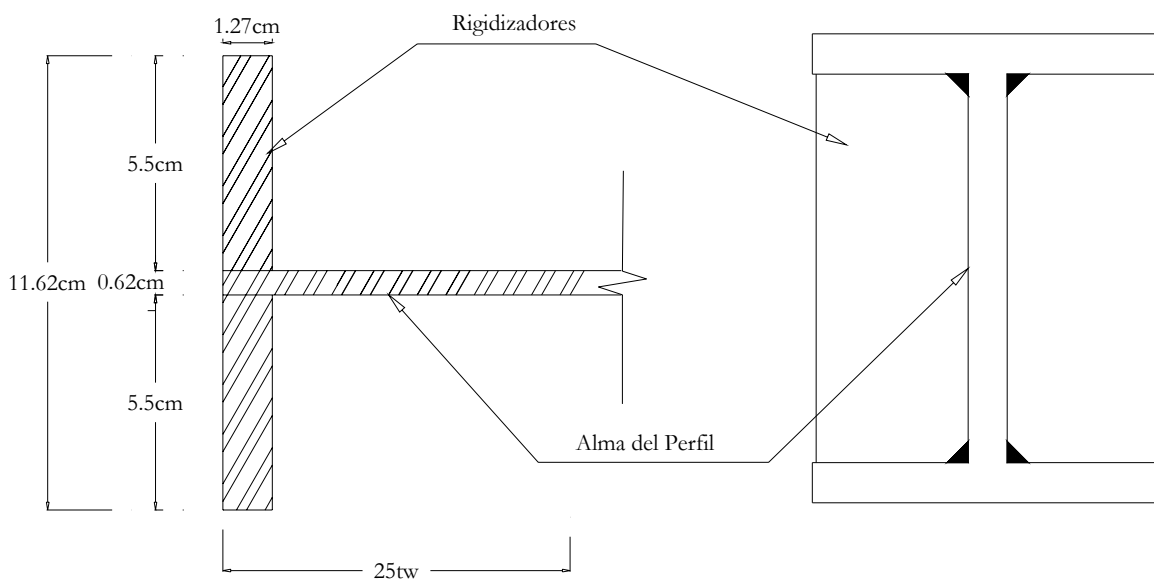
$$\phi R_n = 0.85 \cdot \left\{ \frac{33000000 \cdot 0.62^3 \cdot 0.98}{19^2} \cdot \left[ 0.4 \cdot \left( \frac{19/0.62}{540/12} \right)^3 \right] \right\}$$

$$\phi R_n = 922 \cdot Kgf$$

Por lo tanto se requieren rigidizadores transversales intermedios.

### 5.3 DISEÑO DE LOS RIGIDIZADORES.

Se consideró una sección de 5.5 cm de ancho, 21.75 cm de alto y 0.635 cm de espesor y la longitud sobre el alma de 25 tw, debido a las cargas concentradas interiores.



**Figura 35. Vista de los rigidizadores.**

El comportamiento de los rigidizadores es como el de una columna, por lo tanto se diseñan a compresión y se chequean por aplastamiento.

#### 5.3.1 Diseño a Compresión.

Con referencia al numeral **F.2.5.2** de la NSR-98, para el chequeo a compresión por pandeo flector existen dos estados límites, resistencia y esbeltez, que se explican en el marco teórico.

El estado límite que se aplica depende del valor del coeficiente de esbeltez  $\lambda_c$ , el cual se calcula a continuación:

$$\lambda_c = \frac{kL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

donde:

- ❖  $k$  es el factor de esbeltez, depende de las condiciones de apoyo. Para este caso 0.65.
- ❖  $L$  es la longitud del elemento, 21.75 cm.
- ❖  $E$  es el módulo de elasticidad del acero, 2040000 Kgf/cm<sup>2</sup>.
- ❖  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero, 2530 Kgf/cm<sup>2</sup>.
- ❖  $r$  es el radio de giro en cm.

Para hallar el radio de giro se requiere calcular el valor del área de la sección transversal ( $A$ ) y la inercia ( $I$ ).

$$A = 2 \cdot 5.5 \cdot 1.27 + 0.62 \cdot 15.5$$

$$A = 23.58 \cdot \text{cm}^2$$

Cálculo de la inercia y el radio de giro.

$$I = \frac{11.62^3 \cdot 1.27}{12} \rightarrow I = 166 \cdot \text{cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow r = \sqrt{\frac{166}{23.58}} \rightarrow r = 2.65 \cdot \text{cm}$$



Remplazamos en la ecuación de  $\lambda_c$  :

$$\lambda_c = \frac{0.65 \cdot 21.75}{\pi \cdot 2.65} \sqrt{\frac{2530}{2040000}} \rightarrow \lambda_c = 0.07$$

como  $\lambda_c$  es menor que 1.5, se verifica la platina por el estado límite por resistencia con  $\phi = 0.85$ :

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

$$F_c \leq \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

donde:

- ❖  $\phi$ : 0.85.
- ❖  $F_{cr}$ : esfuerzo de diseño a compresión del acero.
- ❖  $A_g$ : área total de 23.58 cm<sup>2</sup>.

Se calcula  $F_{cr}$ :

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y \rightarrow F_{cr} = 0.658^{0.07^2} \cdot 2530$$

$$F_{cr} = 2525 \cdot \text{Kgf} / \text{cm}^2$$

Por tanto:

$$F_c \leq \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g \rightarrow F_c \leq 0.85 \cdot 2525 \cdot 23.58$$

$$F_c = 50609 \cdot \text{Kgf}$$

### 5.3.2 Chequeo por Aplastamiento.

La resistencia al aplastamiento  $\Phi R_n$  se define en el numeral F.2.10.8 de la NSR-98 como:

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot (1.8 \cdot F_y \cdot A)$$

Donde:

- ❖  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del material, 2530 Kgf/cm<sup>2</sup>.
- ❖  $A$  es el área de apoyo del elemento, 23.58 cm<sup>2</sup>.

Por tanto:

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot (1.8 \cdot 2530 \cdot 23.58)$$

$$\Phi R_n = 80537 \cdot \text{kgf}$$

Por tanto se colocarán un par de rigidizadores, un a cada lado, cada 24 cm para establecer continuidad de los patines de la columna en la viga.

### 5.4 DISEÑO DE LAS CONEXIONES.

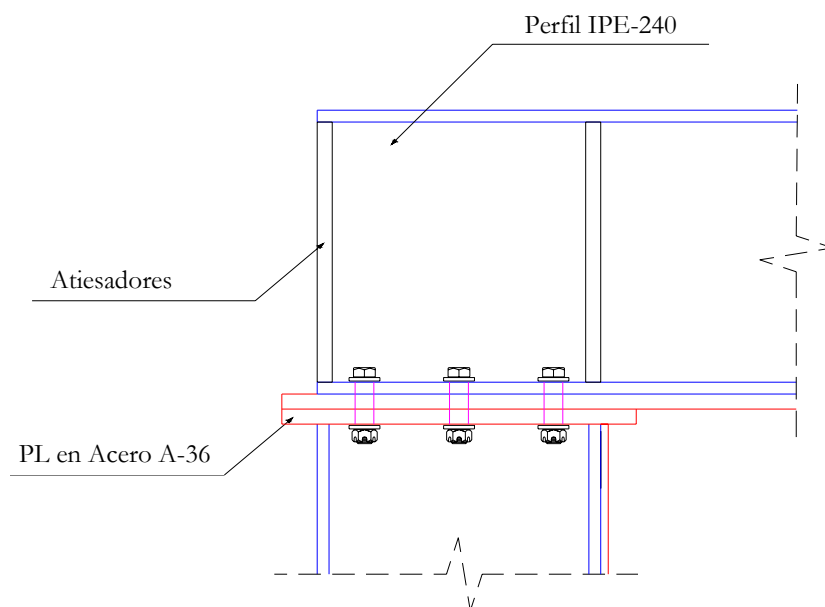
El diseño de las conexiones se llevó a cabo con las combinaciones de carga que generen las máximas fuerzas de cortantes y de tensión en los nodos del marco, estas se presentan en la Tabla 6. Se muestran los resultados en forma general debido a que la disposición de las cargas puede generar estos esfuerzos en cualquier nodo.

DESCRIPCION	CARGA	M	V	T
	(Kgf)	(Kgf*m)	(Kgf)	(Kgf)
P1 a 0.6 m de la columna en la viga superior	6202	1192	5120	5120
P6 a 0.6 m de la columna en la viga inferior	6202	2188	1120	6260

**Tabla 6. Máximas fuerzas de cortantes y de tensión.**

En donde M es el momento, V el cortante y T la tensión generados en la conexión.  
El cortante V y la tensión T se deben dividir entre el número de pernos que haya en la conexión.

Como las conexiones se diseñan para resistir fuerzas de tensión y cortante se transforma el momento aplicado en las fuerzas correspondientes de tensión y presiones de compresión, para esto utilizaremos el análisis elástico del método L.R.F.D..



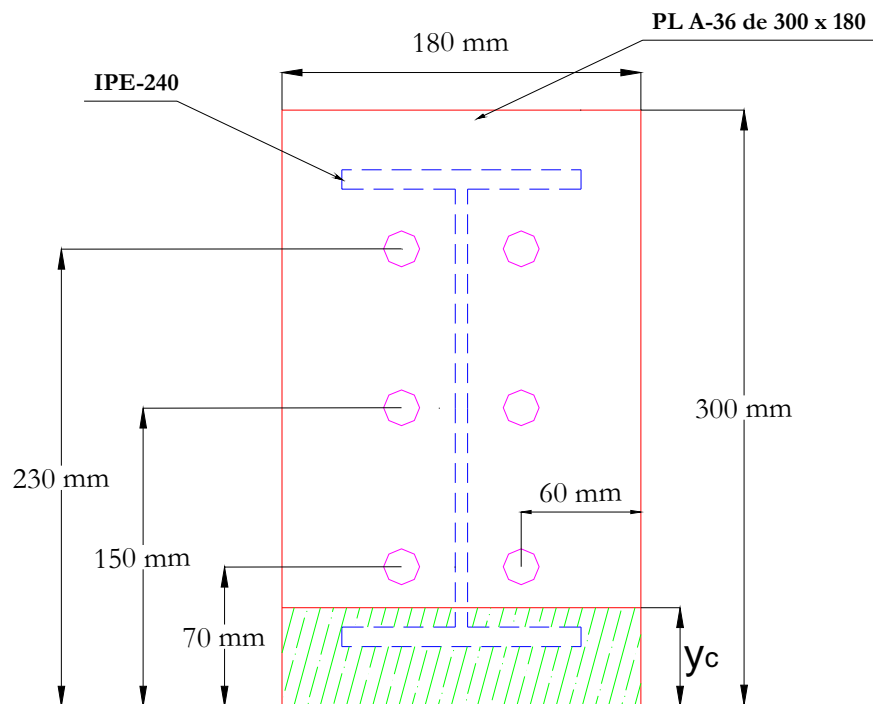
**Figura 36. Conexión.**

La platina de conexión entre vigas y columnas se modela bajo lo estipulado en la teoría de elementos finitos con elementos tipo shell en el software SAP2000 y se utiliza el siguiente análisis para la obtención de las cargas a aplicar para hallar el mínimo espesor requerido, teniendo en cuenta que los máximos esfuerzos permitidos son:

Esfuerzo máximo a tensión:  $0.9 F_y = 0.9 \cdot 2530 = 2277 \text{ Kg/cm}^2$ .

Esfuerzo máximo a compresión:  $0.66 F_y = 0.66 \cdot 2530 = 1670 \text{ Kg/cm}^2$ .

La platina estará sometida a dos fuerzas de tensión, las generadas por la tensión interna de las vigas debido a las combinaciones de carga aplicadas al marco y las producidas por el momento en los nodos, que a su vez genera una presión de compresión (parte sombreada).



**Figura 37. Platina.**

Los valores de las tensiones internas se muestran en la Tabla 6, las generadas por momento se hallan aplicando el siguiente análisis:

Hallamos la posición del centro de gravedad, teniendo en cuenta los agujeros superiores:

$$h = 2 \cdot \left( \frac{0.23 + 0.15 + 0.07}{6} \right)$$

$$h = 0.15 \cdot m$$

Hallamos la altura de la sección a compresión ( $y_c$ ):

$$\frac{b \cdot y_c^2}{2} = p \cdot A_p \cdot (h - y_c)$$

Donde,  $b$  es la base de la platina,  $A_p$  es el área de un perno a utilizar y  $p$  el número de pernos por encima de  $y_c$ .

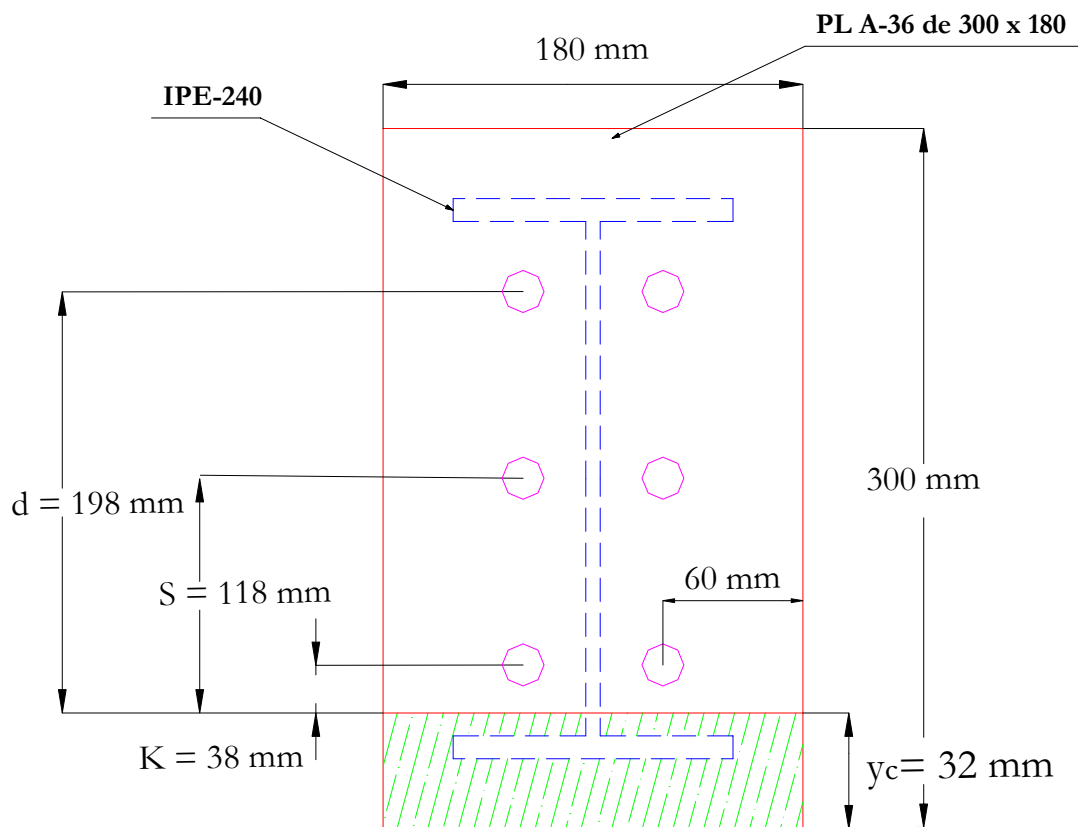
Para el cálculo de  $y_c$  se supuso pernos con un diámetro de 1.27 cm. ( $\frac{1}{2}$ ").

Organizando la ecuación para  $y_c$  tenemos:

$$y_c = \frac{-p \cdot A_p + \sqrt{(p \cdot A_p)^2 - 4 \cdot \left(\frac{b}{2}\right) \cdot (-p \cdot A_p \cdot h)}}{b}$$

$$y_c = \frac{-6 \cdot 0.000127 + \sqrt{(6 \cdot 0.000127)^2 - 4 \cdot \left(\frac{0.18}{2}\right) \cdot (-6 \cdot 0.000127 \cdot 0.15)}}{0.18}$$

$$y_c = 0.032 \cdot m$$



**Figura 38. Platina.**

Para la carga P1 tenemos que:

$$M = 1192 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

La fuerza de tensión por perno ( $T_m$ ) debido a momento se calcula para el perno más alejado del eje de referencia de la siguiente forma:

$$T_m = \frac{M \cdot d}{I} \cdot A_p$$

Donde  $I$  es la inercia con respecto a  $y_c$ , que es igual a:

$$I = \frac{b \cdot y_c^3}{3} + N \cdot A_p \cdot (s^2 + k^2 + d^2)$$

$$I = \frac{0.18 \cdot 0.032^3}{3} + 2 \cdot 0.000127 \cdot (0.038^2 + 0.118^2 + 0.198^2)$$

$$I = 1.58 \times 10^{-5} \cdot m^4$$

Reemplazando en  $T_m$ :

$$T_m = \frac{1192 \cdot 0.198}{1.58 \times 10^{-5}} \cdot 0.000127 \quad \rightarrow \quad T_m = 1897 \cdot Kgf$$

Para estar en equilibrio esta fuerza de tensión debe ser igual a la fuerza de compresión, que actuaría en la zona sombreada proporcionando una presión de compresión  $C$ , que es igual a:

$$C = \frac{T_m}{b \cdot y_c \cdot 10000}$$

$$C = \frac{1897}{0.18 \cdot 0.032 \cdot 10000}$$

$$C = 33 \cdot Kgf/cm^2$$

La fuerza total de tensión por perno ( $T_t$ ) se obtiene al sumar la tensión por momento  $T_m$  con la generada internamente  $T$  (ver Tabla 6) entre el número de pernos de la conexión:

$$T_i = \frac{5120}{6} \rightarrow T_i = 854 \cdot \text{Kgf}$$

$$T_t = T_i + T_m \rightarrow T_t = 854 + 1897$$

$$T_t = 2751 \cdot \text{Kgf}$$

La fuerza cortante se halla dividiendo el cortante interno entre el número de pernos en la conexión.

$$V_t = \frac{V}{6}$$

$$V_t = \frac{5120}{6}$$

$$V_t = 854 \cdot \text{Kgf}$$

De igual forma se realizan los cálculos para la carga P6 y los resultados se muestran en la siguiente tabla:

COMBO	CARGA	$T_m$	$T_t$	C	$V_t$
	(Kgf)	(Kgf)	(Kgf)	(Kgf / cm <sup>2</sup> )	(Kgf)
P1	6202	1897	2751	33	854
P6	6202	3482	4525	61	187

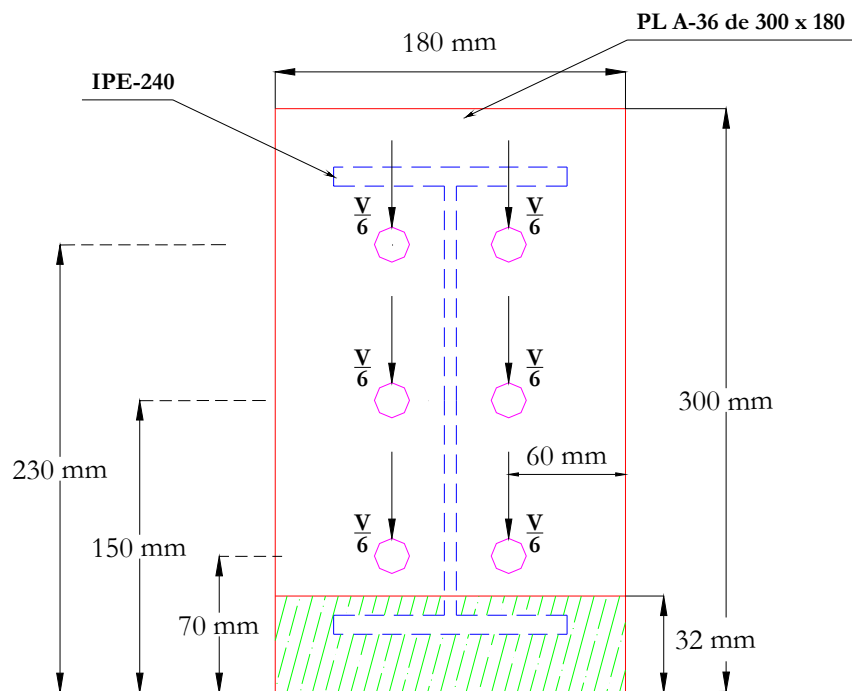
**Tabla 7. Fuerzas en la platina.**



La solicitud que domina el diseño es la suministrada por la combinación P6, por lo tanto las fuerzas aplicadas a la platina son:

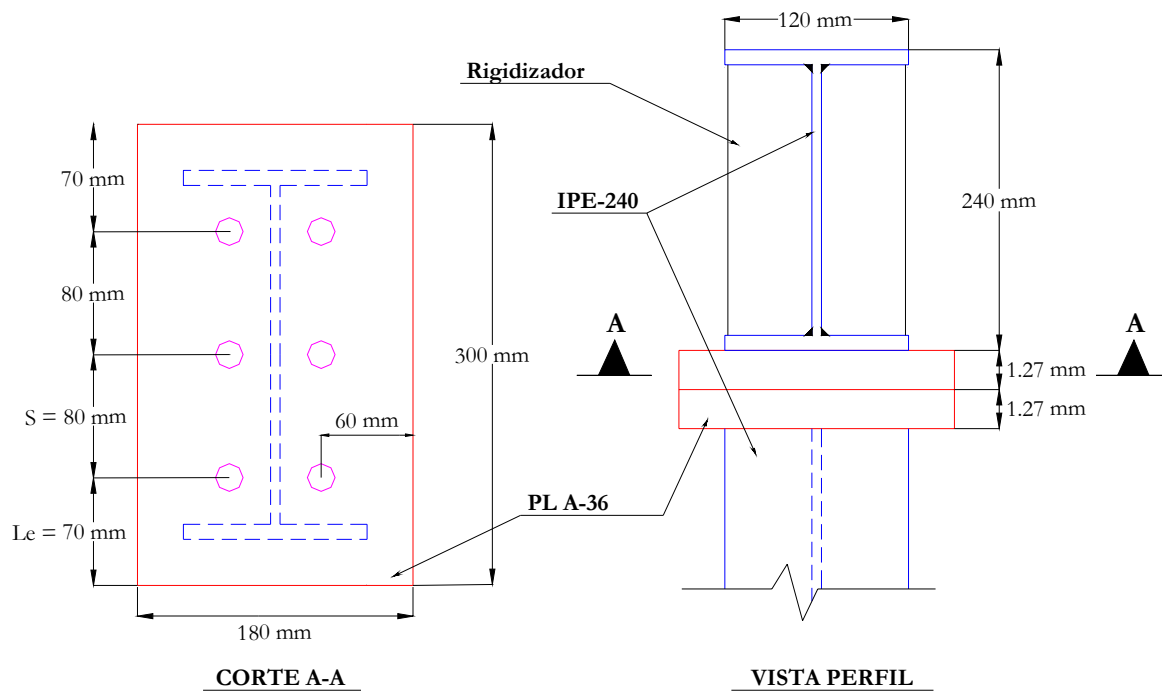
La tensión se aplica perpendicular al cortante, dirigiéndose fuera de la platina; la presión de compresión aplicada sobre el área sombreada y la fuerza cortante por perno con los siguientes valores:

- ❖ Tensión a 230 mm = 4525 Kgf.
- ❖ Tensión a 150 mm = 3121 Kgf.
- ❖ Tensión a 70 mm = 1716 Kgf.
- ❖ Presión de compresión = 61 Kgf/cm<sup>2</sup>.
- ❖ La fuerza cortante = 187 Kgf.



**Figura 39. Cargas en la platina.**

Como resultado de la modelación se obtiene una platina de 25.4 mm (1") de espesor, la cual se obtendrá al unir dos platinas de 12.7 mm ( $\frac{1}{2}$  ") como se muestra en la Figura 40. Esto para cumplir con la distancia mínima al borde con respecto a los pernos a utilizar en la conexión.



**Figura 40. Vistas de la platina.**

Se realizó el chequeo de la platina por los estados límites de resistencia:

1. Fluencia en la sección total.
2. Fractura en la sección neta.
3. Aplastamiento.
4. Rotura por bloque cortante.

#### 5.4.1 Estado límite de Fluencia en la sección total

La mayor fuerza cortante se genera con la carga P1, por tanto  $P_u \leq \Phi P_n$ , en donde  $P_u$  es igual:

$$P_u = V$$

$$P_u = 5120 \text{ Kgf}$$

y  $\Phi P_n$  es la resistencia de diseño de la platina:

$$\Phi P_n = 0.9 \cdot F_y \cdot A_t$$

Donde  $A_t$  es el área transversal de la platina:

$$A_t = 18\text{cm} \cdot 1.27\text{cm}$$

$$A_t = 22.86\text{cm}^2$$

Por tanto:

$$\Phi P_n = 0.9 \cdot 2530 \cdot 22.86 \rightarrow \Phi P_n = 52052 \text{ Kgf} \quad \text{OK.}$$

#### 5.4.2 Estado límite de fractura en la sección neta

Debido a la distribución de los pernos se tienen dos agujeros en cada trayectoria de falla. Además, como todos los elementos están interconectados entre si el coeficiente de reducción es  $U = 1$  y el área efectiva neta es  $A_e = A_n$ . Tenemos que  $P_u \leq \Phi P_n$  en donde  $P_u$  es igual a:

$$P_u = 5120 \text{ Kgf}$$

Y  $\Phi P_n$  es la resistencia de diseño de la platina:

$$\Phi P_n = 0.75 \cdot F_u \cdot A_n$$

$A_n$  es el área neta que se calcula como la diferencia entre el área total  $A_t$  y el área de agujeros  $A_g$  que es igual a dos veces el espesor de la platina (  $t$  ) por la suma del diámetro del perno (  $\phi$  ) más 1/8 de pulgada:

$$A_n = A_t - A_g \leq 0.85 \cdot A_t$$

$$A_t = 18\text{cm} \cdot 1.27\text{cm} \quad \rightarrow \quad A_t = 22.86 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 2 \cdot t \cdot (\Phi + 0.318) \quad \rightarrow \quad A_g = 2 \cdot 1.27 \cdot (1.27 + 0.318)$$

$$A_g = 4.03 \text{ cm}^2$$

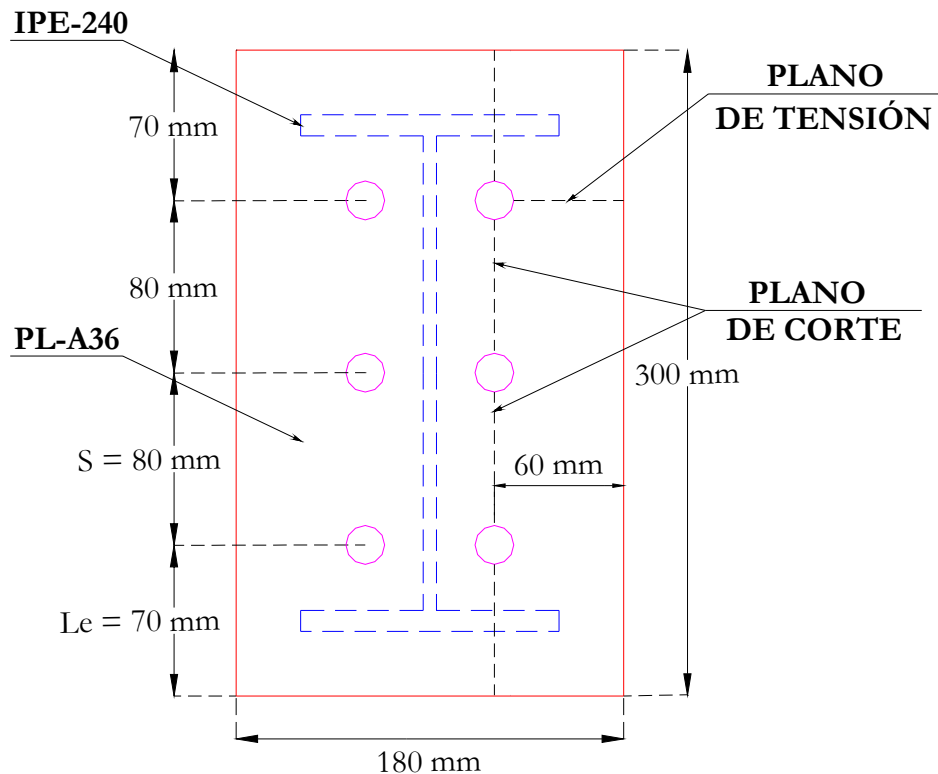
tenemos:

$$A_n = 22.86 - 4.03 \leq 19.43 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 18.83\text{cm}^2 \leq 19.43\text{cm}^2 \quad \text{O.k.}$$

Por tanto:

$$\Phi P_n = 0.75 \cdot 4080 \cdot 18.83 \quad \rightarrow \quad \Phi P_n = 57619 \text{ Kgf} \quad \text{O.k.}$$



**Figura 41. Plano de corte y tensión.**

### 5.4.3 Chequeo por Aplastamiento

Bajo lo estipulado en la NSR-98 numeral F.2.10.3.10, para  $P_u = 5120 \text{ Kg}$ . La resistencia de diseño de la platina por aplastamiento de los agujeros de pernos es  $\Phi R_n$ , en donde:

$$\Phi = 0.75.$$

$R_n$  = resistencia nominal por aplastamiento.

Se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- ❖ Cuando  $Le \geq 1.5d$  y  $s \geq 3d$  y hay dos o más pernos en la línea de la fuerza y la deformación alrededor del agujero del perno no es una consideración de diseño, para el perno más cercano al borde:

$$Rn = Le \cdot t \cdot Fu \leq 3 \cdot d \cdot t \cdot Fu$$

y para los otros pernos,

$$Rn = \left( s - \frac{d}{2} \right) \cdot t \cdot Fu \leq 3 \cdot d \cdot t \cdot Fu$$

En donde,

Le: es la distancia a lo largo de la línea de la fuerza medida desde el borde de la parte conectada al centro del agujero 7 cm.

s: es la distancia a lo largo de la línea de la fuerza entre centros de agujeros 8 cm.

d: es el diámetro del perno 1.27 cm.

Fu: es la resistencia a la tensión mínima especificada 4080 Kgf/cm<sup>2</sup>.

t: es el espesor de la parte crítica conectada 1.27 cm.

- ❖ Cuando  $Le < 1.5d$  o  $s < 3d$  o para un perno individual en la línea de la fuerza:

$$Rn = Le \cdot t \cdot Fu \leq 2.4 \cdot d \cdot t \cdot Fu$$

y para los otros pernos,

$$Rn = \left( s - \frac{d}{2} \right) \cdot t \cdot Fu \leq 2.4 \cdot d \cdot t \cdot Fu$$

Para este caso no tendremos en cuenta la deformación alrededor de los agujeros y nuestra consideración es la primera:

$$Le = 7 \text{ cm} \geq 1.5d = 1.91 \text{ cm} \quad \text{y} \quad s = 8 \text{ cm} \geq 3d = 3.81 \text{ cm}$$

Para el perno más cercano al borde:

$$\Phi R_n = \Phi L_e \cdot t \cdot F_u \leq \Phi \cdot 3 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 7 \cdot 1.27 \cdot 4080 \leq 0.75 \cdot 3 \cdot 1.27 \cdot 1.27 \cdot 4080$$

$$\Phi R_n = 27203 \leq 14806 \quad \rightarrow \quad \Phi R_n = 14806 \text{ Kgf OK.}$$

y para los otros pernos,

$$\Phi R_n = \Phi \cdot \left( s - \frac{d}{2} \right) \cdot t \cdot F_u \leq \Phi \cdot 3 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot \left( 8 - \frac{1.27}{2} \right) \cdot 1.27 \cdot 4080 \leq 0.75 \cdot 3 \cdot 1.27 \cdot 1.27 \cdot 4080$$

$$\Phi R_n = 28622 \leq 14806 \quad \rightarrow \quad \Phi R_n = 14806 \text{ Kgf Ok.}$$

Entonces:

$$\Sigma \Phi R_n \geq \frac{P_u}{2} \quad \rightarrow \quad 14806 + 2 \cdot 14806 \geq \frac{5120}{2}$$

$$44418 \geq 2560 \text{ Kgf O.k.}$$

#### 5.4.4 Rotura por bloque cortante.

La resistencia de diseño a la rotura por bloque cortante  $\Phi R_n$  se debe comparar con determinará como sigue:

Cuando  $F_u \cdot Ant \geq 0.6 F_u \cdot Anv$ :

$$\Phi Rn = \Phi \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot Agv + F_u \cdot Ant)$$

Cuando  $F_u \cdot Ant < 0.6 F_u \cdot Anv$ :

$$\Phi Rn = \Phi \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot Anv + F_y \cdot Agt)$$

$$\Phi = 0.75$$

$Agv$  = área bruta sometida a corte.

$Agt$  = área bruta sometida a tensión.

$Anv$  = área neta sometida a corte.

$Ant$  = área neta sometida a tensión.

Para el primer perno:

$$Agv = 7 \cdot 1.27 \quad \rightarrow \quad Agv = 8.89 \text{ cm}^2$$

$$Agt = 6 \cdot 1.27 \quad \rightarrow \quad Agt = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$Anv = (7 \cdot 1.27) - \left(1.27 \cdot \frac{1.59}{2}\right) \quad \rightarrow \quad Anv = 7.89 \text{ cm}^2$$

$$Ant = (6 \cdot 1.27) - \left(1.27 \cdot \frac{1.59}{2}\right) \quad \rightarrow \quad Ant = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$F_u \cdot Ant = 4080 \cdot 6.62 \quad \rightarrow \quad F_u \cdot Ant = 27010 \text{ Kgf}$$

$$0.6 \cdot F_u \cdot Anv = 0.6 \cdot 4080 \cdot 7.89 \quad \rightarrow \quad 0.6 \cdot F_u \cdot Anv = 19314 \text{ Kgf}$$

Como  $F_u \cdot Ant \geq 0.6 F_u \cdot Anv$ , entonces:

$$\Phi Rn = \Phi \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot Agv + F_u \cdot Ant)$$



$$\Phi Rn = 0.75 \cdot (0.6 \cdot 2530 \cdot 8.89 + 4080 \cdot 6.62)$$

$$\Phi Rn = 30378 \text{ Kgf/perno}$$

Para el segundo perno:

$$A_{gv} = 15 \cdot 1.27 \rightarrow A_{gv} = 19.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = 6 \cdot 1.27 \rightarrow A_{gt} = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = (15 \cdot 1.27) - \left(1.27 \cdot \frac{1.59}{2}\right) \rightarrow A_{nv} = 18.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (6 \cdot 1.27) - \left(1.27 \cdot \frac{1.59}{2}\right) \rightarrow A_{nt} = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$Fu \cdot A_{nt} = 4080 \cdot 6.62 \rightarrow Fu \cdot A_{nt} = 27010 \text{ Kgf}$$

$$0.6 \cdot Fu \cdot A_{nv} = 0.6 \cdot 4080 \cdot 18.05 \rightarrow 0.6 \cdot Fu \cdot A_{nv} = 44186 \text{ Kgf}$$

Como  $Fu \cdot A_{nt} < 0.6 \cdot Fu \cdot A_{nv}$ , entonces:

$$\Phi Rn = \Phi \cdot (0.6 \cdot Fu \cdot A_{nv} + Fy \cdot A_{gt})$$

$$\Phi Rn = 0.75 \cdot (0.6 \cdot 4080 \cdot 18.05 + 2530 \cdot 7.62)$$

$$\Phi Rn = 47599 \text{ Kgf} \rightarrow \Phi Rn = 23799.5 \text{ Kgf/perno}$$

Para el tercer perno:

$$A_{gv} = 23 \cdot 1.27 \rightarrow A_{gv} = 29.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = 6 \cdot 1.27 \rightarrow A_{gt} = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = (23 \cdot 1.27) - \left(1.27 \cdot \frac{1.59}{2}\right) \rightarrow A_{nv} = 28.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (6 \cdot 1.27) - \left(1.27 \cdot \frac{1.59}{2}\right) \rightarrow A_{nt} = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$F_u \cdot A_{nt} = 4080 \cdot 6.62 \rightarrow F_u \cdot A_{nt} = 27010 \text{ Kgf}$$

$$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 0.6 \cdot 4080 \cdot 28.21 \rightarrow 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 69058 \text{ Kgf}$$

Como  $F_u A_{nt} < 0.6 F_u A_{nv}$ , entonces:

$$\Phi R_n = \Phi \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt})$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot (0.6 \cdot 4080 \cdot 28.21 + 2530 \cdot 7.62)$$

$$\Phi R_n = 66252 \text{ Kgf} \rightarrow \Phi R_n = 22084 \text{ Kgf/perno}$$

Como el  $\Phi R_n$  por perno menor (tercer perno) es mayor que  $P_u/2$ , la cual equivale a 2560 Kgf, la platina resiste por bloque de cortante.

#### 5.4.5 Diseño de los Pernos.

La resistencia de diseño de los pernos se calcula bajo lo estipulado en la NSR-98 en el artículo F.2.10.3.7 Esfuerzo Combinado de Cortante y Tensión en Conexiones Tipo Aplastamiento, el cual establece que dicha resistencia es igual a  $\Phi F_T A$ , donde  $\Phi = 0.75$ ,  $A$  es el área del perno y  $F_T$  es el esfuerzo nominal de tensión cuyo valor es calculado con las ecuaciones de la Tabla 9, Tabla F2-11 de la Norma, que están en función del esfuerzo de corte requerido  $f_v$ , el cual no debe

ser mayor que la resistencia de diseño al corte  $\Phi F_v$  tabulada en la Tabla 8, Tabla F-8 de la Norma.

**Resistencia de diseño en sujetadores**

Descripción de los sujetadores	Resistencia a la tensión		Corte en conexiones tipo aplastamiento	
	Coefficiente de resistencia $\phi$	Resistencia nominal MPa	Coefficiente de resistencia $\phi$	Resistencia nominal MPa
Pernos A307	0.75	310 (a)	0.75	165 (b, e)
Pernos A325 cuando hay roscas en los planos de corte		620 (d)		330 (e)
Pernos A325, cuando no hay roscas en los planos de corte		620 (d)		415 (e)
Pernos NTC 4028 (ASTM A490), cuando hay roscas en los planos de corte		780 (d)		415 (e)
Pernos NTC 4028 (ASTM A490), cuando no hay roscas en los planos de corte		780 (d)		520 (e)
Partes roscadas que cumplan con los requisitos de F.2.1.3, cuando hay roscas en los planos de corte		$0.75F_u$ (a, c)		$0.40F_u$
Partes roscadas que cumplan con los requisitos de F.2.1.3, cuando no hay roscas en los planos de corte		$0.75F_u$ (a, c)		$0.50F_u$ (a, c)
Remaches grado 1, colocados en caliente NTC 4033 (ASTM A502)		310 (a)		170 (e)
Remaches grados 2 y 3, colocados en caliente NTC 4033 (ASTM A502)		415 (a)		225 (e)

**Notas:**

- (a) Únicamente para carga estática
- (b) Se aceptan roscas en los planos de corte
- (c) La capacidad a tensión de la porción roscada de una barra, con extremos ensanchados basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca,  $A_D$ , será mayor que el valor obtenido al multiplicar  $F_y$  por el área nominal del cuerpo de la barra antes de su ensanchamiento
- (d) Para pernos A325 y NTC 4028 (ASTM A490) sujetos a cargas de fatiga, véase F.2.20.2
- (e) Los valores tabulados se reducirán en un 20% cuando las conexiones tipo aplastamiento utilizadas para unir miembros en tensión tengan una disposición de sujetadores cuya longitud, medida en la dirección paralela a la de la fuerza, sea mayor de 1250 mm

**Tabla 8. Resistencia de diseño en sujetadores.**

**Esfuerzo límite a tensión ( $F_t$ ), para sujetadores en conexiones tipo aplastamiento, MPa**

Descripción del sujetador	Rosca incluida en el plano de corte	Rosca excluida del plano de corte
Pernos NTC 4034 (ASTM A307)	$407 - 1.9 f_v \leq 310$	
Pernos ASTM A325	$807 - 1.9 f_v \leq 620$	$807 - 1.5 f_v \leq 620$
Pernos NTC 4028 (ASTM A490)	$1010 - 1.9 f_v \leq 780$	$1010 - 1.5 f_v \leq 780$
Partes roscadas, pernos NTC 858 (ASTM A449) de diámetro superior a 38.1 mm (1.5 pulgadas)	$0.98F_u - 1.9f_v \leq 0.75F_u$	$0.98F_u - 1.5f_v \leq 0.75F_u$
Remaches NTC 2374 (ASTM A502), grado 1	$407 - 1.8f_v \leq 310$	
Remaches NTC 2374 (ASTM A502), grado 2	$538 - 1.8f_v \leq 414$	

**Tabla 9. Esfuerzo límite a tensión, para sujetadores en conexión tipo aplastamiento.**

Se supondrá que no existen roscas en los planos de corte, por tanto las ecuaciones a utilizar son:

Referencia del Perno	Resistencia al Corte $F_v$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a la Tensión $F_T$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )
ASTM A-325 (Gr 5)	4221	$8208 - 1.5 f_v \leq 6300$
ASTM A-490 (Gr 8)	5288	$10272 - 1.5 f_v \leq 7933$

**Tabla 10. Pernos utilizados.**

Se escogen como combinación de diseño la P6 que genera la mayor tensión en los pernos de 6260 Kgf, y procedemos a determinar la resistencia al corte y a la tensión de cada perno como se muestran en las Tablas 11 y 12.

La descripción del contenido de las columnas de las tablas 11 y 12 se plantea a continuación:

Tabla 11. Diseño al corte.

1. Diámetro del perno en pulgadas.
2. Diámetro del perno en cm (d).
3. Coeficiente de resistencia ( $\Phi$ ).
4. Esfuerzo cortante de resistencia para pernos A325 (Gr5) ( $F_v$ ).
5. Esfuerzo cortante de resistencia para pernos A490 (Gr8) ( $F_v$ ).
6. Área transversal del perno en cm<sup>2</sup> (A).
7. Resistencia al corte pernos A325 (Gr5). ( $V = \Phi F_v A$ ).

8. Resistencia al corte pernos A490 (Gr8). ( $V = \Phi F_v A$ ).
9. Cortante de diseño ( $v$ ).
10. Número de pernos A325 requeridos ( $n$ ).
11. Número de pernos A490 requeridos ( $n$ ).

Tabla 12. Diseño combinado tensión cortante tipo aplastamiento.

1. Diámetro del perno en pulgadas.
2. Diámetro del perno en cm ( $d$ ).
3. Esfuerzo cortante suministrado ( $f_v$ ).
4. Coeficiente de resistencia ( $\Phi$ ).
5. Esfuerzo resistente de tensión para pernos A325 ( $F_t$ ).
6. Esfuerzo resistente de tensión para pernos A490 ( $F_t$ ).
7. Área transversal del perno en  $\text{cm}^2$  ( $A$ ).
8. Resistencia a la tensión para pernos A325. ( $T = \Phi F_t A$ ).
9. Resistencia a la tensión para pernos A490. ( $T = \Phi F_t A$ ).
10. Tensión de diseño ( $t$ ).
11. Número de pernos A325 requeridos.
12. Número de pernos A490 requeridos.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Perno	d Nominal	$\Phi$	RESISTENCIA					DISEÑO		
			Fv (Gr5)	Fv (Gr8)	A	V (Gr5)	V (Gr8)	v	n (Gr5)	n (Gr8)
	(cm)		(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Kgf)	(Kgf)	(Kgf)		
1/2"	1,27	0,75	4221	5288	1,27	4010	5024	187	1	1
5/8"	1,59	0,75	4221	5288	1,99	6285	7875	187	1	1
3/4"	1,91	0,75	4221	5288	2,87	9070	11364	187	1	1
7/8"	2,22	0,75	4221	5288	3,87	12253	15353	187	1	1
1"	2,54	0,75	4221	5288	5,07	16039	20098	187	1	1
1 1/8"	2,86	0,75	4221	5288	6,42	20335	25480	187	1	1

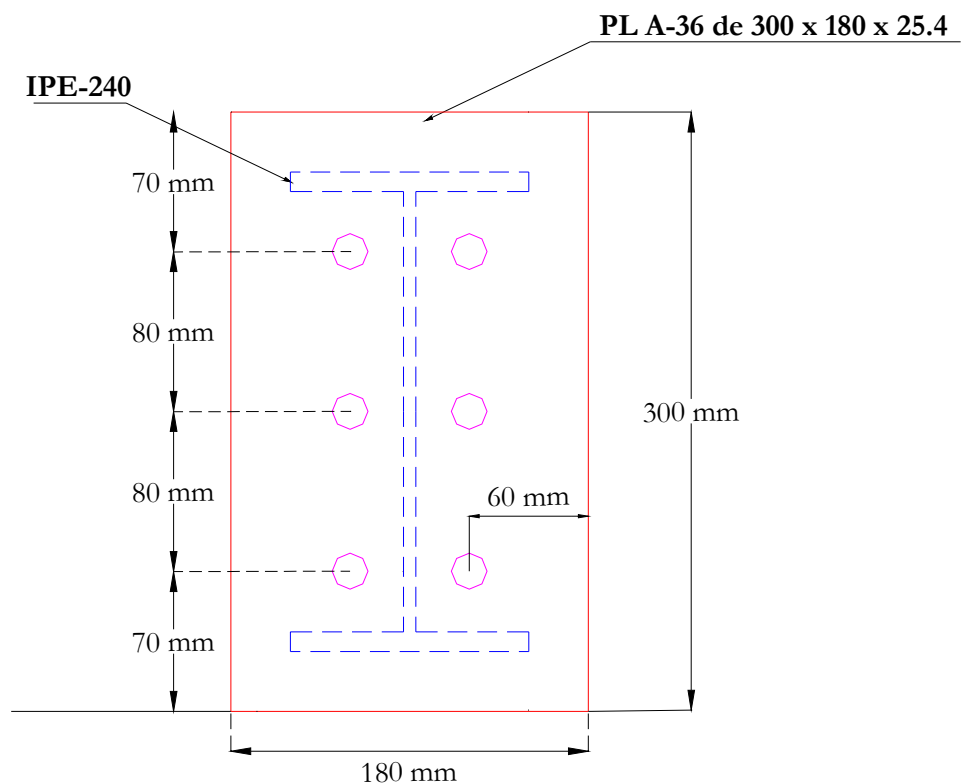
**Tabla 11. Diseño a cortante.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Perno	d Nominal	fv	RESISTENCIA						DISEÑO		
			$\Phi$	Ft (Gr5)	Ft (Gr8)	A	T (Gr5)	T (Gr8)	t (Gr5)	n (Gr5)	n (Gr8)
	(cm)	(Kgf/cm <sup>2</sup> )		(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Kgf)	(Kgf)	(Kgf)		
1/2"	1,27	148	0,75	6300	7933	1,27	5985	7537	4525	1	1
5/8"	1,59	94	0,75	6300	7933	1,99	9382	11814	4525	1	1
3/4"	1,91	65	0,75	6300	7933	2,87	13538	17047	4525	1	1
7/8"	2,22	48	0,75	6300	7933	3,87	18289	23030	4525	1	1
1"	2,54	37	0,75	6300	7933	5,07	23942	30148	4525	1	1
1 1/8"	2,86	29	0,75	6300	7933	6,42	30355	38223	4525	1	1

**Tabla 12. Diseño Combinado Tensión-Cortante Tipo Aplastamiento.**

De acuerdo a los resultados obtenidos en el diseño se escogen pernos ASTM A-490 (Gr 5) con un diámetro de 12.7 mm ( $\frac{1}{2}$  ").

Se verifica que la distancia mínima con respecto al borde que para pernos de 12.7 mm es 2.2 cm y la separación mínima entre centros de agujeros es  $3d$ , que para estos pernos es 3.81 cm y la disposición de estos se muestra en la Figura 42.



**Figura 42. Disposición de los pernos.**

Calculamos la longitud necesaria de soldadura para la conexión entre la platina y la columna por medio del proceso de arco protegido (SAP) teniendo en cuenta que la resistencia de diseño de la soldadura será el menor valor entre  $\Phi F_{BMABM}$  y

$\Phi F_w A_w$ . Los valores de  $\Phi$ , FBM,  $F_w$  se muestran en la Tabla 13, Tabla F.2-6 de la NSR-98, en donde:

FBM = resistencia nominal del material base.

$F_w$  = resistencia nominal del electrodo de soldadura.

ABM = área de la sección transversal del material base.

$A_w$  = área efectiva de la sección transversal de la soldadura.

$\Phi$  = coeficiente de resistencia.

Para calcular  $A_w$  se escoge el tamaño mínimo de la soldadura de filete según la Tabla 13, tabla F.2-5 de la NSR-98, para el cual domina el espesor de la platina 25.4 mm.

<b>Mínimo tamaño de soldadura de filete**</b>	
<b>Espesor del material de la parte más gruesa a unir (mm)</b>	<b>Mínimo tamaño de la soldadura de filete* (mm)</b>
Hasta 7 (1/4") inclusive	3
de 7 a 13 (1/4"-1/2")	5
de 13 a 19 (1/2"-3/4")	6
mayor de 19 (3/4")	8

\* Dimensión del lado de soldaduras de filete. Debe aplicarse en una sola pasada

\*\* Véase F.2.10.2.2 literal (b) para el tamaño máximo de las soldaduras de filete.

**Tabla 13. Mínimo tamaño de soldadura de filete.**

Por tanto se escoge 8 mm.



Tipo de soldadura y esfuerzo (a)	Material	Coefficiente de resistencia nominal	Resistencia nominal de la soldadura $F_{BM}$ o $F_w$	Nivel requerido (b, c)
<b>Soldaduras acanaladas de penetración total</b>				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Se debe usar soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante sobre el área efectiva				
	Base	0.90	$0.60F_y$	
	Electrodo	0.80	$0.60F_{EXX}$	
<b>Soldaduras acanaladas de penetración parcial</b>				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (d)				
Cortante paralelo al eje de soldadura	Base	0.75	(e)	
	Electrodo		$0.60F_{EXX}$	
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	
	Electrodo	0.80	$0.60F_{EXX}$	
<b>Soldaduras de filete</b>				
Cortante sobre el área efectiva	Base	0.75	(f)	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor al de la soldadura compatible.
	Electrodo		$0.60F_{EXX}$	
Tensión o compresión paralelas al eje de soldadura (d)	Base	0.90	$F_y$	
<b>Soldaduras de tapón o de ranura</b>				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base	0.75	(e)	Se puede utilizar con soldadura con nivel de resistencia igual o menor que el de la soldadura compatible.
	Electrodo		$0.60F_{EXX}$	

**Tabla 14. Resistencia de diseño de soldaduras.**

Calculamos el espesor de la garganta efectiva:

$$t_e = 0.707 \times 0.8 \text{ cm.} \rightarrow t_e = 0.566 \text{ cm.}$$

Con lo cual:

$$A_w = 0.566 \text{ cm}^2$$

Para un electrodo E60 que posee una resistencia a la tensión ( $F_{EXX}$ ) de 4200 Kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia nominal del electrodo de soldadura ( $F_w$ ) es:

$$F_w = 0.6 \cdot F_{EXX} \rightarrow F_w = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

La capacidad de la soldadura por cm está dada por:

$$\Phi F_w A_w = 0.75 \cdot 2520 \cdot 0.566 \quad \rightarrow \quad \Phi F_w A_w = 1070 \text{ Kgf/cm}$$

La fuerza máxima de tensión  $P_u$  a la cual estará sometida la soldadura es igual a la suma de  $T$  más  $T_m$  (ver Tablas 6 y 7). La combinación P1 genera los máximos valores que son:

$$P_u = T + T_m \quad \rightarrow \quad P_u = 16211 + 1525$$

$$P_u = 17736 \text{ Kgf}$$

La longitud mínima necesaria de soldadura ( $L_e$ ) es:

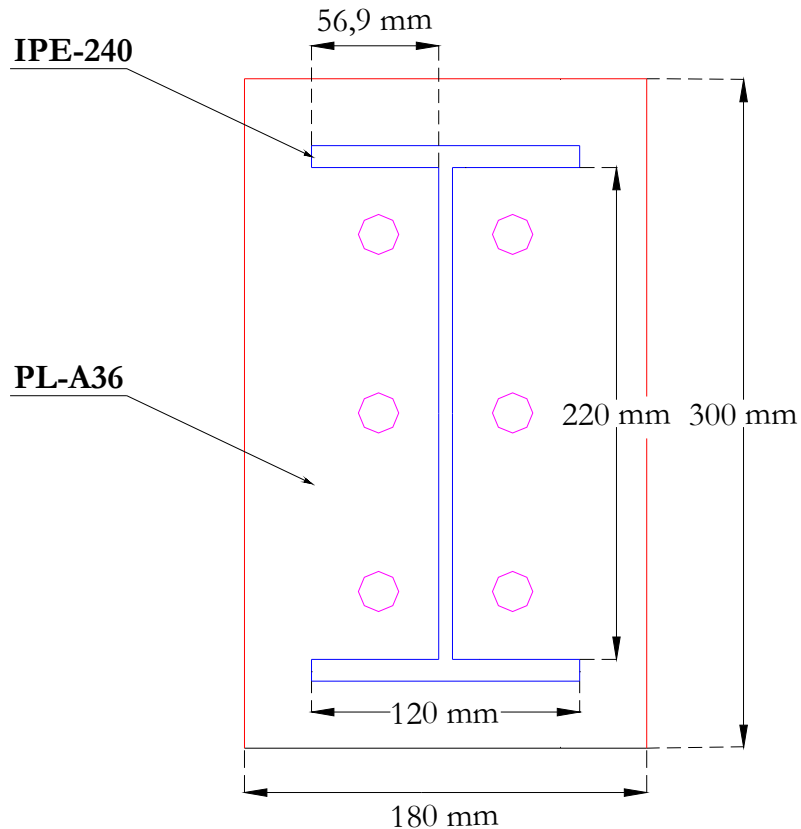
$$L_e = \frac{P_u}{\Phi F_w A_w} \quad \rightarrow \quad L_e = \frac{17736}{1070}$$

$$L_e = 16.58 \text{ cm}$$

La longitud de soldadura proporcionada ( $L_p$ ) en la conexión es (ver Figura 43):

$$L_p = 2 \cdot (22 + 12) + 4 \cdot 5.69 \quad \rightarrow \quad L_p = 90.76 \text{ cm}$$

Por tanto la soldadura resiste.



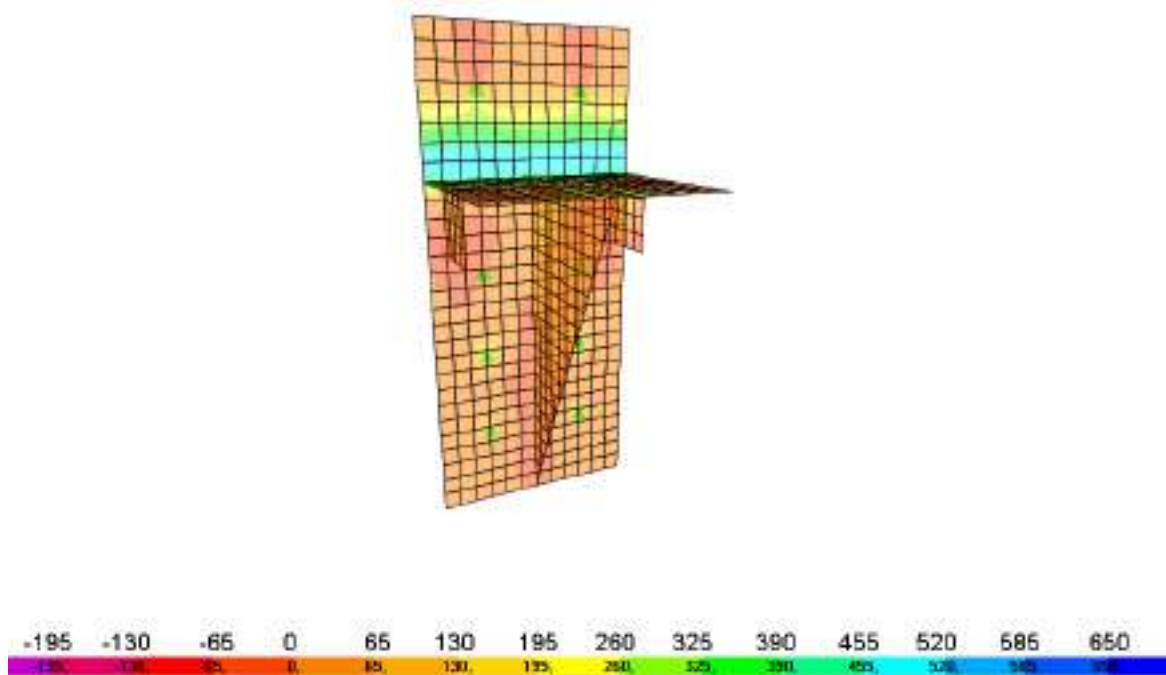
**Figura 43. Longitud de soldadura.**

## 5.5 DISEÑO DE LOS APOYOS PARA LOS MODELOS (MENSULAS).

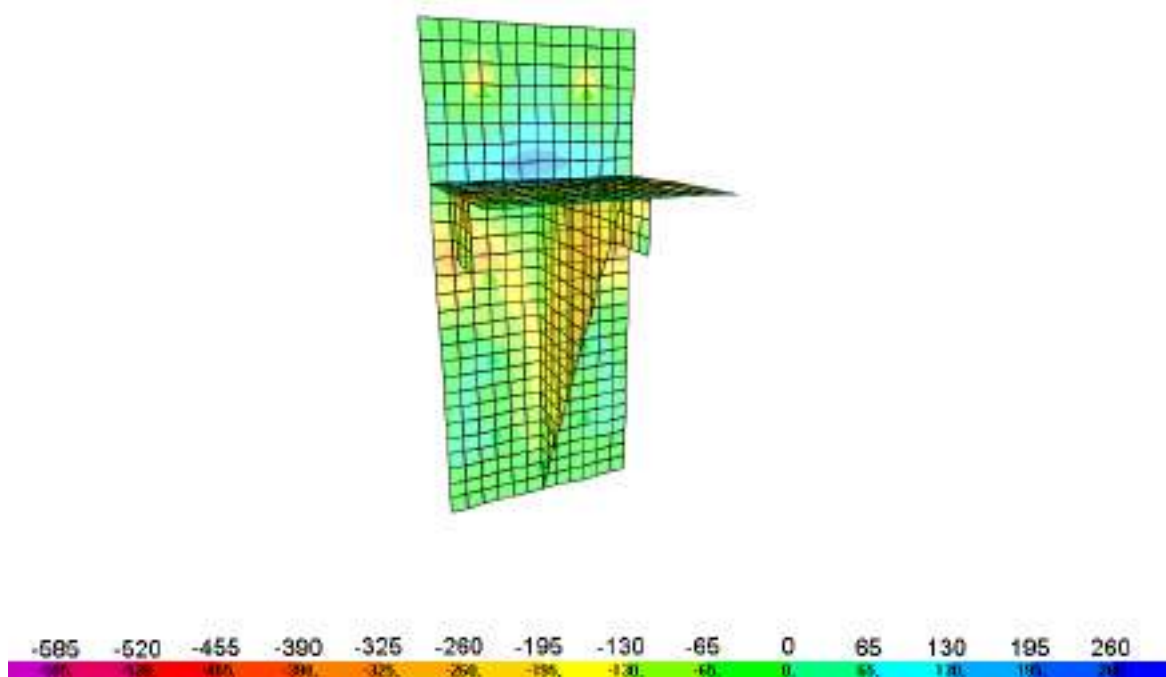
El diseño de estos apoyos se realiza por medio de la modelación con elementos tipo shell (ver figura 44, en esta los apoyos representan los pernos de anclaje), bajo la acción de la máxima reacción generada por las combinaciones de carga, que para este caso es P1 con un valor de 5582 Kgf, teniendo en cuenta que los máximos esfuerzos permitidos son:

Esfuerzo máximo a tensión:  $0.9 F_y = 0.9 \cdot 2530 = 2277 \text{ Kgf/cm}^2$ .

Esfuerzo máximo a compresión:  $0.66 F_y = 0.66 \cdot 2530 = 1670 \text{ Kgf/cm}^2$ .



(a)



(b)

**Figura 44. Modelo en Shell del apoyo.**  
**(a) Iso-esfuerzos máximos. (b) Iso-esfuerzos mínimos.**

### 5.5.1 Diseño de la Varilla de Apoyo para los modelos.

Colocamos una barra con 2.86 cm ( $1^{1/8}$ ”) de diámetro, que se verifica por aplastamiento para una fuerza de  $P_u = 5582$  Kgf.

La resistencia al aplastamiento  $\Phi R_n$  en el numeral F.2.10.8 de la NSR-98 es:

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot (1.8 \cdot F_y \cdot A) \geq P_u$$

Donde:

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia del material, 4200 Kgf/cm<sup>2</sup>.

$A$  es el área transversal del elemento, 6.42 cm<sup>2</sup>.

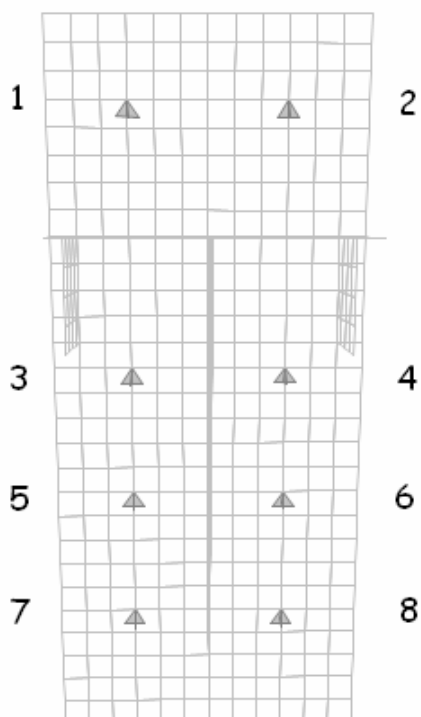
Por tanto:

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot (1.8 \cdot 4200 \cdot 6.42) \geq 5582 \cdot \text{Kgf}$$

$$\Phi R_n = 36401 \geq 5582 \cdot \text{Kgf} \text{ O.k.}$$

### 5.5.2 Diseño de Pernos de Anclaje.

Se realizó el diseño de los pernos para las mayores reacciones en los apoyos, que representan los pernos de anclaje en la figura 45, obtenidas en el análisis que se muestra a continuación:



**Figura 45. Localización de los nodos.**

Nodo	Fvh	Ft	Fvv
	Kgf	Kgf	Kgf
1	-43	770	752
2	43	770	752
3	-28	165	933
4	28	165	933
5	12	-619	616
6	-12	-619	616
7	35	-317	494
8	-35	-317	494

**Tabla 15. Fuerzas en los pernos de anclaje.**

Donde  $F_{vh}$  es el esfuerzo a cortante horizontal,  $F_{vv}$  es el esfuerzo a cortante vertical y  $F_t$  es el esfuerzo a tensión, cuyo valor máximo corresponde a 770 Kgf.

Calculamos la fuerza cortante total:

$$F_{vt} = \sqrt{(F_{vh}^2 + F_{vv}^2)} \quad \rightarrow \quad F_{vt} = \sqrt{(43^2 + 752^2)}$$

$$F_{vt} = 753 \cdot Kgf$$

En las Tablas 16 y 17 se muestra el resultado del diseño escogiendo pernos de referencia A325 (Gr 5) de 1.27 cm (1/2") de diámetro.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Perno	d Nominal	$\Phi$	RESISTENCIA					DISEÑO		
			Fv (Gr5)	Fv (Gr8)	A	V (Gr5)	V (Gr8)	v	n (Gr5)	n (Gr8)
	(cm)		(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Kgf)	(Kgf)	(Kgf)		
1/2"	1,27	0,75	4221	5288	1,27	4010	5024	753	1	1
5/8"	1,59	0,75	4221	5288	1,99	6285	7875	753	1	1
3/4"	1,91	0,75	4221	5288	2,87	9070	11364	753	1	1
7/8"	2,22	0,75	4221	5288	3,87	12253	15353	753	1	1
1"	2,54	0,75	4221	5288	5,07	16039	20098	753	1	1
1 1/8"	2,86	0,75	4221	5288	6,42	20335	25480	753	1	1

**Tabla 16. Diseño a Cortante.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Perno	d Nominal	fv	RESISTENCIA						DISEÑO		
			$\Phi$	Ft (Gr5)	Ft (Gr8)	A	T (Gr5)	T (Gr8)	t (Gr5)	n (Gr5)	n (Gr8)
	(cm)			(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Kgf)	(Kgf)	(Kgf)		
1/2"	1,27	594	0,75	6300	7933	1,27	5985	7537	770	1	1
5/8"	1,59	379	0,75	6300	7933	1,99	9382	11814	770	1	1
3/4"	1,91	263	0,75	6300	7933	2,87	13538	17047	770	1	1
7/8"	2,22	195	0,75	6300	7933	3,87	18289	23030	770	1	1
1"	2,54	149	0,75	6300	7933	5,07	23942	30148	770	1	1
1 1/8"	2,86	117	0,75	6300	7933	6,42	30355	38223	770	1	1

**Tabla 17. Diseño Combinado Tensión-Cortante Tipo Aplastamiento.**



La fuerza actuante para la verificación corresponde a la generada por la combinación P1 que es igual a  $P = 5582 \text{ Kgf.}$



### 5.5.3 Diseño de la platina de unión.

1	2	3	4	5	6	7
Descripción	Sección	$\Phi$	Fy	A	Fa	$\Phi P$
	(cm)		(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf)
Platina	12 x 2.54	0.9	2530	30.48	2277	69403

**Tabla 18. Diseño a tensión fluencia sección total.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9
L	t	At	Ag	d Nominal	$\Phi$	Fu	An	$\Phi P_n$
(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm)		(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Kgf)
12	2.54	30.48	8	1.27	0.75	4080	22.41	68584

**Tabla 19. Diseño a tensión fractura sección neta.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Le	d	s	t	Fu	$\Phi$	$\Phi B$	$\Phi M$	$\Phi R_n$	Pu	Chequeo
cm	cm	cm	cm	Kgf/cm <sup>2</sup>		Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	
4	1.27	0	2.54	4080	0.75	31090	39484	31090	5582	ok
0	1.27	9	2.54	4080	0.75	65016	39484	39484		
0	1.27	5	2.54	4080	0.75	33927	39484	33927		
0	1.27	5	2.54	4080	0.75	33927	39484	33927		

**Tabla 20. Diseño por aplastamiento.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Lt	Lv	d	$\Phi$	t	Agt	Ant	Agv	Anv
cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
3	4	1.27	0.75	2.54	7.62	6.01	10.16	8.55
3	13	1.27	0.75	2.54	7.62	6.01	33.02	28.18
3	18	1.27	0.75	2.54	7.62	6.01	45.72	37.66
3	23	1.27	0.75	2.54	7.62	6.01	58.42	50.36

**Tabla 21. Diseño por bloques de cortante.**

10	11	12	13	14	15	16
Fy	Fu	$\Phi R_n$	$\Phi R_n$ / perno	N° Pernos	Pu/2	Chequeo
Kgf/cm <sup>2</sup>	Kgf/cm <sup>2</sup>	Kgf	Kgf	Unid	Kgf	
2530	4080	29949	29949	1	2791	OK
2530	4080	66200	33100	2		
2530	4080	83594	27865	3		
2530	4080	106912	26728	4		

**Tabla 22. Chequeo.**

### 5.5.4 Diseño del Patín del perfil IPE-240.

Se debe soldar una lámina en acero A36 de 6.35 mm (1/4") al patín para cumplir con el diseño por aplastamiento.

1	2	3	4	5	6	7
Descripción	Sección	$\Phi$	Fy	A	Fa	$\Phi P$
	(cm)		(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf)
Patín del IPE-240	12 x 1.61	0.9	2530	19.32	2277	43992

**Tabla 23. Diseño a tensión fluencia sección total.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9
L	t	At	Ag	d Nominal	$\Phi$	Fu	An	$\Phi P_n$
(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm)		(Kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Kgf)
12	1.61	19.32	5.11	1.27	0.75	4080	14.21	43472

**Tabla 24. Diseño a tensión fractura sección neta.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Le	d	s	t	Fu	$\Phi$	$\Phi B$	$\Phi M$	$\Phi R_n$	Pu	Chequeo
cm	cm	cm	cm	Kgf/cm <sup>2</sup>		Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	
4	1.27	0	1.61	4080	0.75	19706	25027	19706	5582	ok
0	1.27	9	1.61	4080	0.75	41211	25027	25027		
0	1.27	5	1.61	4080	0.75	21505	25027	21505		
0	1.27	5	1.61	4080	0.75	21505	25027	21505		

**Tabla 25. Diseño por aplastamiento.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Lt	Lv	d	$\Phi$	t	Agt	Ant	Agv	Anv
cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
3	4	1.27	0.75	1.61	4.83	3.81	6.44	5.42
3	13	1.27	0.75	1.61	4.83	3.81	20.93	17.86
3	18	1.27	0.75	1.61	4.83	3.81	28.98	23.87
3	23	1.27	0.75	1.61	4.83	3.81	37.03	31.92

**Tabla 26. Diseño por bloques de cortante.**

10	11	12	13	14	15	16
Fy	Fu	$\Phi R_n$	$\Phi R_n$ / perno	N° Pernos	Pu/2	Chequeo
Kgf/cm <sup>2</sup>	Kgf/cm <sup>2</sup>	Kgf	Kgf	Unid	Kgf	
2530	4080	18983	18983	1	2791	OK
2530	4080	41961	20981	2		
2530	4080	52987	17662	3		
2530	4080	67767	16942	4		

**Tabla 27. Chequeo del patín.**

La descripción del contenido de las columnas de las tablas anteriores se plantea a continuación:

Tabla 18 y 23. Diseño a tensión fluencia sección total.

1. Descripción.
2. Sección.
3. Coeficiente de resistencia ( $\Phi$ ).
4. Esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ).
5. Área transversal ( $A$ ).
6. Esfuerzo que resiste el elemento ( $\Phi F_y$ ).
7. Resistencia a la tensión por fluencia. ( $\Phi F_y A$ ).

Tabla 19 y 24. Diseño a tensión fractura sección neta.

1. Longitud del elemento ( $L$ ).
2. Espesor del elemento ( $t$ ).
3. Área total ( $A_t$ ).
4. Área de agujeros ( $A_g$ ).
5. Diámetro nominal ( $d$ ).
6. Coeficiente de resistencia ( $\Phi$ ).
7. Esfuerzo ultimo del material ( $F_u$ ).
8. Área neta ( $A_n = A_t - A_g$ ).
9. Resistencia a la tensión por factura. ( $\Phi P_n = \Phi F_u A_n$ ).

Tabla 20 y 25. Diseño por aplastamiento.

1. Distancia al borde ( $L_e$ ).
2. Diámetro del perno ( $d$ ).
3. distancia entre pernos ( $s$ ).
4. Espesor del elemento ( $t$ ).
5. Esfuerzo último ( $F_u$ ).
6. Coeficiente de resistencia ( $\Phi$ ).
7.  $\Phi B = \Phi \cdot L_e \cdot t \cdot F_u$  para el primer perno y  $\Phi B = (s-d/2)(t/F_u)$  para los demás pernos.
8.  $\Phi M = 3 \cdot d \cdot t \cdot F_u$
9.  $\Phi R_n$  es la resistencia al aplastamiento. ( $\Phi R_n$  = el menor entre  $\Phi B$  y  $\Phi M$ ).
10. Carga de diseño ( $P_u$ ).

Tablas 21, 22, 26 y 27. Diseño por bloques de cortante.

1. Longitud a tensión ( $L_t$ ).
2. Longitud a cortante ( $L_v$ ).
3. Diámetro del perno ( $d$ ).
4. Coeficiente de resistencia ( $\Phi$ ).
5. Espesor del elemento ( $t$ ).
6. Area Bruta a tension ( $A_{gt}$ ).
7. Area neta a tension ( $A_{nt}$ ).
8. Área Bruta a cortante ( $A_{gv}$ ).
9. Área neta a cortante ( $A_{nv}$ ).

10. Esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ).
11. Esfuerzo último ( $F_u$ ).
12. Resistencia total por bloque de cortante ( $\Phi R_n$ ).
13. Resistencia por bloque de cortante por perno.
14. Numero de pernos considerados.
15. Carga ultima media ( $P_u/2$ ).

## 5.6 DISEÑO DE LAS RUEDAS DE APOYO.

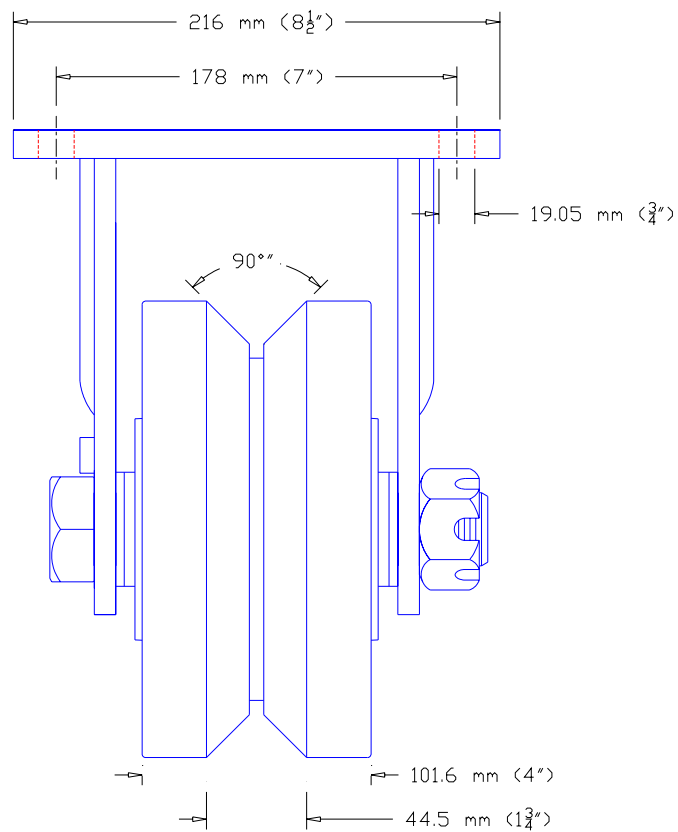
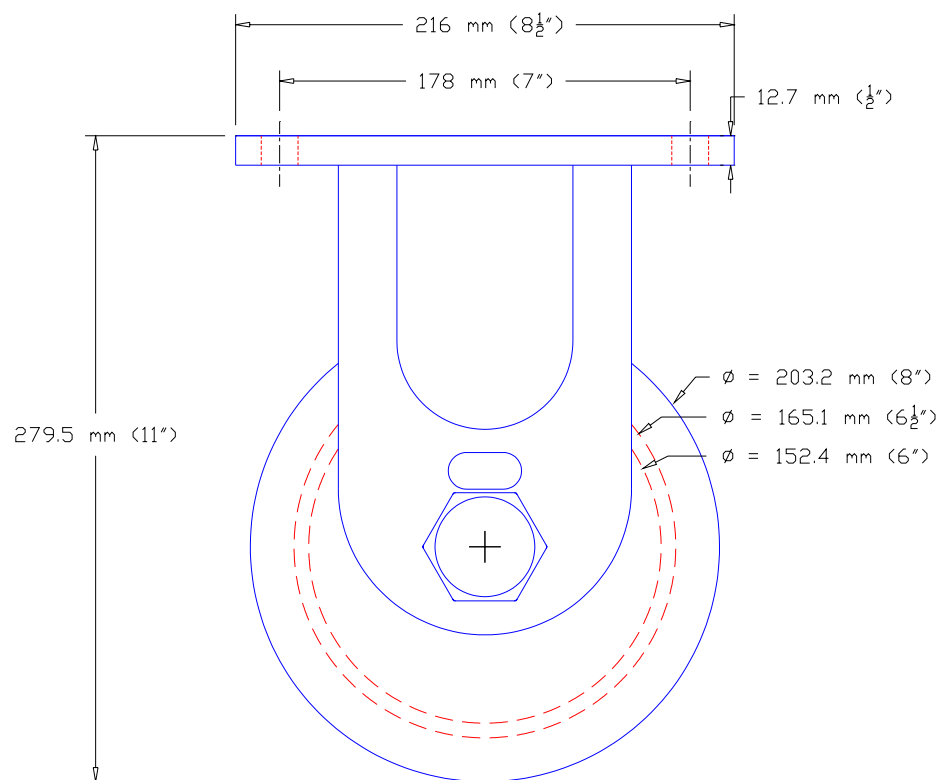
Las ruedas de apoyo deben resistir la mayor carga producida como reacción en los apoyos del marco, que generaría en las ruedas el efecto de aplastamiento.

De acuerdo al análisis se obtiene que la combinación P1 genera la mayor fuerza de aplastamiento (**Fa**), cuyo valor es:

$$\mathbf{Fa = 2756 \text{ Kgf}}$$

El diseño de las ruedas de apoyo se lleva acabo por medio de catálogos en los cuales se especifican las propiedades geométricas y mecánicas de dichas ruedas. Se decide utilizar ruedas industriales en acero con soporte fijo del catálogo de la *Hamilton*, con referencia R-MD-84FVH V-Grooved (Ranura en V) con una capacidad de carga de 2950 Kgf (6500 Lbs), con las siguientes propiedades geométricas.





**Figura 47. Ruedas.**  
121

## 5.7 DISEÑO DEL RIEL DE APOYO PARA LAS RUEDAS.

Como riel se utiliza un ángulo de acero el cual se diseña por aplastamiento bajo lo estipulado en la NSR-98, con la carga de la combinación P1 genera la mayor fuerza de aplastamiento (**Fa**), cuyo valor es:

$$\mathbf{Fa = 2756\ Kg}$$

La NSR-98 establece en el numeral F.2.10.8.1 que la resistencia al aplastamiento ( $\phi Rn$ ) está dada por:

$$\phi Rn = 0.75 \cdot 1.8 \cdot Fy \cdot Ap$$

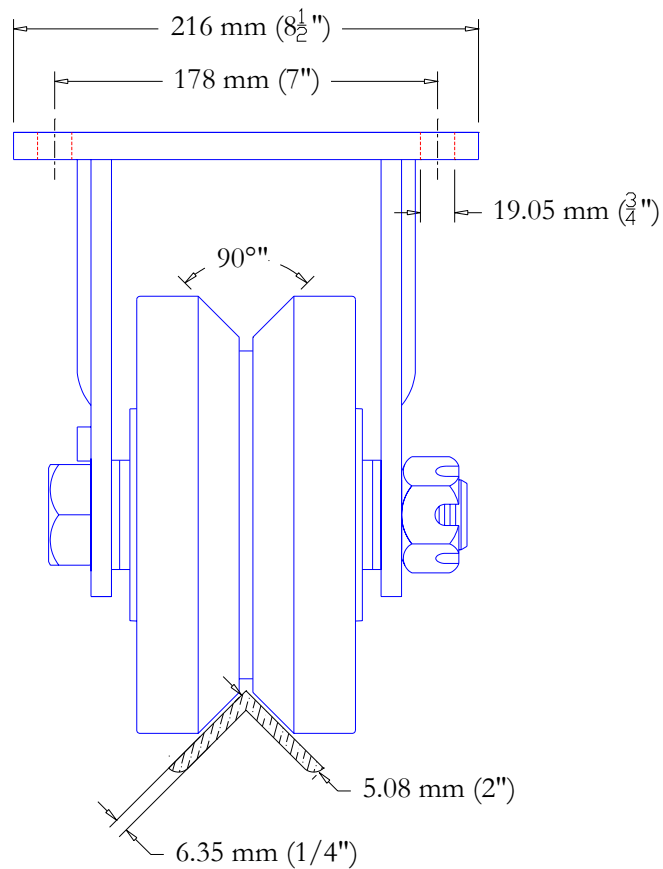
Donde:

Fy es el esfuerzo mínimo a la fluencia 2530 Kg/cm<sup>2</sup>.

Ap es el área transversal del elemento de apoyo.

Con base a la geometría de la rueda (ver figura 48) se escoge un ángulo de 5.08x5.08x0.635 cm (2"x2"x1/4") con un área transversal de 6.05 cm<sup>2</sup>.

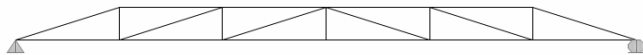
$$\begin{aligned} \phi Rn &= 0.75 \cdot 1.8 \cdot Fy \cdot Ap & \rightarrow & \phi Rn = 0.75 \cdot 1.8 \cdot 2530 \cdot 6.05 \\ & & & \phi Rn = 20663 \cdot \text{Kg} \end{aligned}$$



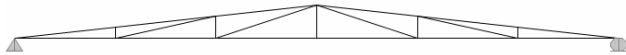
***Figura 48. Riel de apoyo para las ruedas.***

## **5.8 DISEÑO DE LOS MODELOS PARA ENSAYOS.**

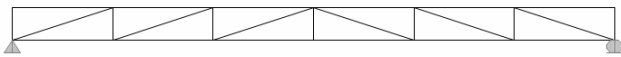
Se escogen diferentes geometrías para las cerchas, once en total, que servirán como especímenes para los ensayos a realizar especificados en las Guías de Laboratorio. A continuación se muestran los diferentes tipos de armaduras.



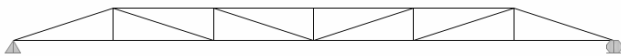
Tipo Howe Puente.



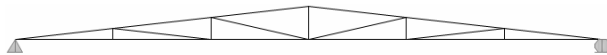
Tipo Howe Techo.



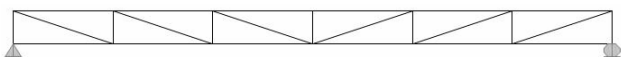
Tipo Howe Recta.



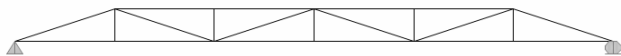
Tipo Pratt Puente.



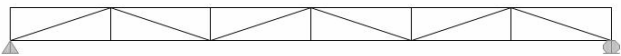
Tipo Pratt Techo.



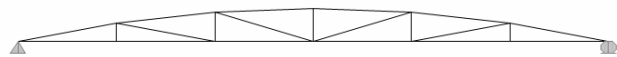
Tipo Pratt Recta.



Tipo Warren Puente.



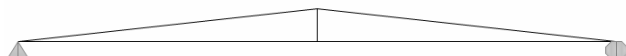
Tipo Warren Recta.



Tipo Parker.

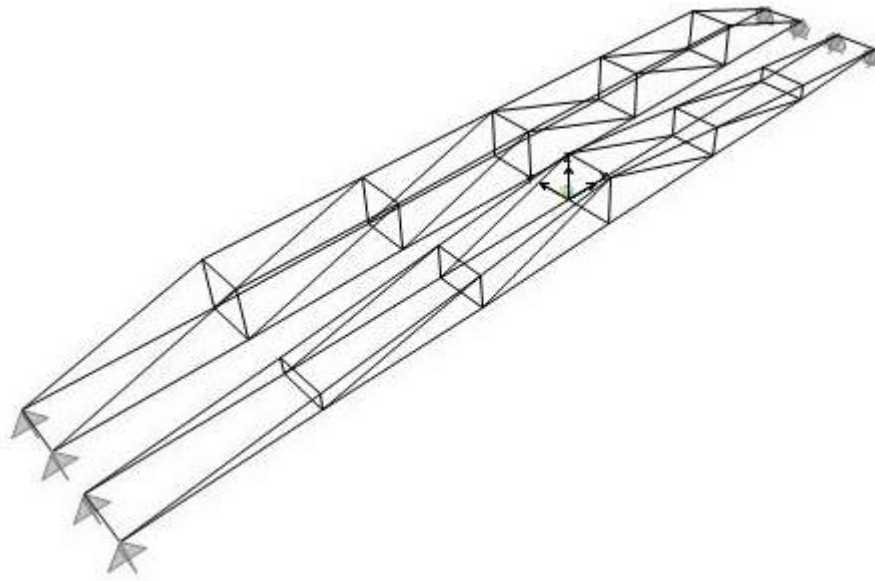


Tipo Fink.



Tipo Pendolón.

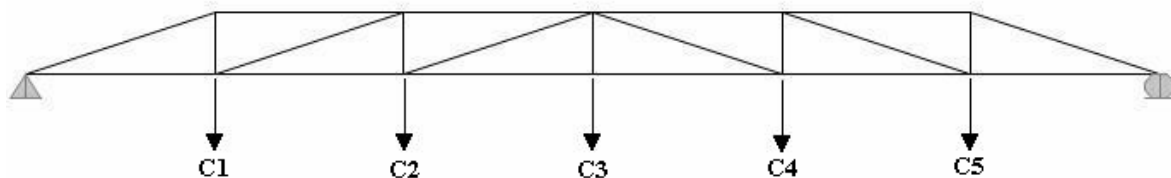
El análisis de los modelos se realiza en SAP de forma tridimensional como se muestra en la Figura 49.



**Figura 49. Modelos tridimensionales.**

Se realizará el diseño de cercha Tipo Howe Puente, con elementos en acero de sección circular con un diámetro de 0.49 cm; y un  $F_y$  de 4889 Kgf/cm<sup>2</sup> (valor tomado del promedio de los esfuerzos de fluencia obtenidos en los ensayos de Tensión-Elongación ver Anexo A).

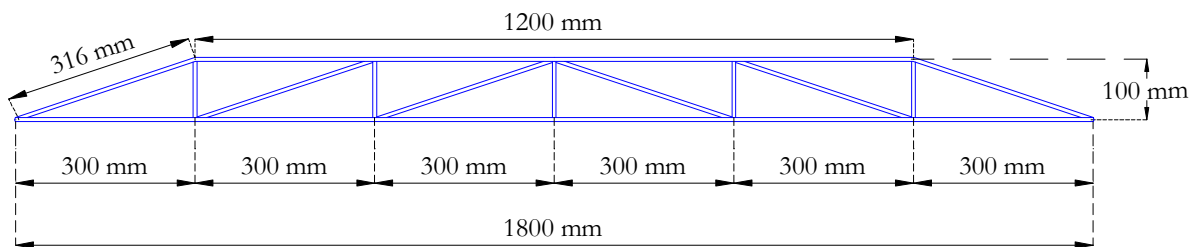
Las diferentes solicitaciones de carga en Kgf se presentan a continuación.



**Figura 50. Solicitaciones en el modelo Tipo Howe Puente.**

	Nodo Comb	C1	C2	C3	C4	C5
1	C1	20				
2	C2		15			
3	C3			20		
4	C4				15	
5	C5					20
6	C1C2	10	10			
7	C1C3	10		10		
8	C1C4	10			10	
9	C1C5	15				15
10	C1C2C3	10	5	5		
11	C1C2C3C4	5	5	5	5	
12	C1C2C3C4C5	5	5	5	5	5

**Tabla 28. Combinaciones de carga.**



**Figura 51. Modelo.**

Al analizar la armadura se obtiene que el cordón superior está sujeto a fuerzas de compresión; el cordón inferior a tensión; en los cuales los esfuerzos máximos los genera la combinación 12, y el elemento transversal se encuentra sometido a flexión, para el cual el valor máximo lo genera la combinación 3:

Máxima Fuerza de Compresión → **F<sub>c</sub> = 39.7 Kgf.**

Máxima Fuerza de Tensión → **Ft** = 44.7 Kgf.

Máximo Momento de Flexión → **Mu** = 33.5 Kgf-cm.

Se realiza el chequeo de los elementos con relación a los máximos esfuerzos obtenidos anteriormente.

### **5.8.1 Chequeo a Compresión.**

Con referencia al numeral **F.2.5.2** de la NSR-98, para el chequeo a compresión por pandeo flector existen dos estados límites, resistencia y esbeltez, que se explican en el marco teórico.

El estado límite que se aplica depende del valor del coeficiente de esbeltez  $\lambda_c$ , el cual se calcula a continuación:

$$\lambda_c = \frac{kL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Donde:

$k$ : Factor de esbeltez, depende de las condiciones de apoyo. Para este caso 1.0

$L$ : longitud del elemento que es 30 cm.

$E$ : módulo de elasticidad del acero 2040000 Kgf/cm<sup>2</sup>.

$F_y$ : esfuerzo de fluencia del acero 4889 Kgf/cm<sup>2</sup>.

$r$ : radio de giro.

Para hallar el radio de giro se requiere calcular el valor de la inercia (I) y el área de la sección transversal (A).

$$A = \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \quad \rightarrow \quad A = \frac{\pi \cdot 0.49^2}{4}$$

$$A = 0.19 \text{ cm}^2$$

Calculamos la inercia y el radio de giro.

$$I = \frac{\pi \cdot \Phi^4}{64} \quad \rightarrow \quad I = \frac{20 \cdot 0.49^4}{64} \rightarrow \quad I = 0.0028 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \rightarrow \quad r = \sqrt{\frac{0.0028}{0.19}} \rightarrow \quad r = 0.1225 \text{ cm}$$

Remplazamos en la ecuación de  $\lambda_c$  :

$$\lambda_c = \frac{1 \cdot 30}{\pi \cdot 0.1225} \sqrt{\frac{4889}{2040000}} \quad \rightarrow \quad \lambda_c = 3.82$$

Como  $\lambda_c$  es mayor que 1.5, se verifica la platina por el estado límite por esbeltez con  $\phi = 0.85$ :

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

$$F_c \leq \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$\phi$ : 0.85

$F_{cr}$ : Esfuerzo de diseño a compresión del acero

$A_g$ : Área total de  $0.19 \text{ cm}^2$ .



Se calcula  $F_{cr}$ :

$$F_{cr} = \frac{0.877 F_y}{\lambda_c^2} \rightarrow F_{cr} = \frac{0.877 \cdot 4889}{3.82^2}$$

$$F_{cr} = 294.41 \text{ Kgf/cm}^2$$

Por tanto:

$$F_c \leq \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g \rightarrow 39.7 \leq 0.85 \cdot 294.41 \cdot 0.19$$

$$39.7 \leq 47.5 \text{ OK.}$$

### 5.8.2 Chequeo a Tensión.

Se verifican las varillas por el estado límite de fluencia en la sección total de acuerdo a lo estipulado en la NSR-98 numeral F.2.4.1:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

$$F_t \leq \phi \cdot F_y \cdot A_g$$

Donde:

$\phi$ : 0.9

$F_y$ : esfuerzo de fluencia del acero de 4889 Kgf/cm<sup>2</sup>.

$A_g$ : Área total de 0.19 cm<sup>2</sup>.

Por tanto:

$$F_t \leq \phi \cdot F_y \cdot A_g \rightarrow 44.7 \leq 0.9 \cdot 4889 \cdot 0.19$$

$$44.7 \leq 836 \text{ OK.}$$

### 5.8.3 Chequeo a Flexión.

La NSR-98 establece en el numeral F.2.6.1.1 que la resistencia a flexión por estado límite de fluencia es:

$$Mu \leq \Phi \cdot Mn \quad \rightarrow \quad Mu \leq \Phi \cdot Fy \cdot Z$$

Donde:

$$\Phi = 0.9 \quad Fy = 4889 \text{ Kgf/cm}^2$$

**Z** es el módulo plástico de la sección que para secciones circulares es:

$$Z = \frac{d^3}{6}$$

*d* es el diámetro del elemento, calculamos **Z** para la varilla a utilizar:

$$Z = \frac{0.49^3}{6} \quad \rightarrow \quad Z = 0.02 \text{ cm}^3$$




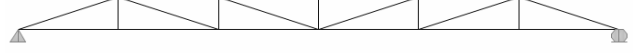

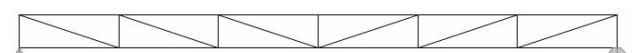
Por tanto:

$$Mu \leq \Phi \cdot Mn \quad \rightarrow \quad Mu \leq \Phi \cdot Fy \cdot Z$$

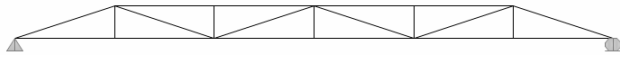
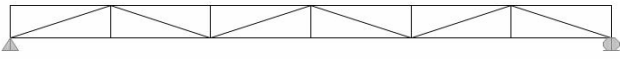
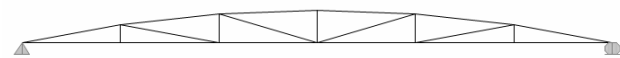
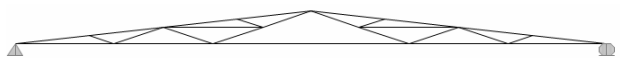
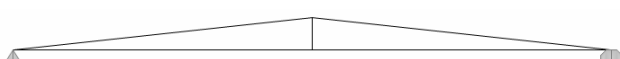
$$33.5 \leq 0.9 \cdot 4889 \cdot 0.02 \quad \rightarrow \quad 33.5 \leq 88 \text{ Kgf-cm} \quad \text{O.k.}$$

## 6. RESULTADOS Y CONCLUSIONES.

Como resultado de la modelación y diseño del marco, los apoyos y los modelos obtuvimos los modelos matemáticos y los planos de estos (Anexo externos). Además el diseño de las cerchas que van a ser utilizadas como especímenes de ensayos arrojo el valor máximo de carga a que pueden ser sometidos y se detallan en la siguiente tabla:

DIAGRAMA DEL ESPÉCIMEN	CERCHA	CARGA MÁXIMA.
	Tipo Howe Puente.	25 Kg.
	Tipo Howe Techo.	20 Kg.
	Tipo Howe Recta.	25 Kg.
	Tipo Pratt Puente.	25 Kg.
	Tipo Pratt Techo.	20 Kg.
	Tipo Pratt Recta.	25 Kg.

***Tabla 29. Máximas cargas soportadas por los modelos.***

DIAGRAMA DEL ESPÉCIMEN	CERCHA	CARGA MÁXIMA.
	Tipo Warren Puente.	25 Kg.
	Tipo Warren Recta.	25 Kg.
	Tipo Parker.	20 Kg.
	Tipo Fink.	20 Kg.
	Tipo Pendolón.	1 Kg.

**Tabla 29. (Continuación.)**

En cuanto al diseño de la metodología a utilizar para la utilización del marco y los modelos obtuvimos como resultado el Manual del marco donde están consignadas las practicas que pueden realizarse con los diferentes modelos. En total son 8 prácticas que pueden resumirse así:

- ❖ Práctica No 1 - Clasificación y estabilidad en armaduras. Cuyo objetivo es conocer el equipo del laboratorio y estudiar los tipos de armaduras que hacen parte del laboratorio.

❖ Práctica No. 2 - Teoría lineal elástica y Teorema de deflexiones recíprocas.

En esta práctica se analizan las hipótesis de la teoría lineal elástica y del teorema de deflexiones recíprocas de Maxwell y Betti y sus aplicaciones en el análisis estructural.

❖ Práctica No 3 - Principio de superposición. Se realizan diferentes prácticas para conocer y aplicar este principio.

❖ Práctica No 4 – Métodos Energéticos. En esta práctica se aplican los métodos energéticos para el cálculo de deflexiones.

❖ Práctica No 5 - Equipos para medición de esfuerzos. Esta práctica se implementaría en la segunda fase del laboratorio ya que requiere la sistematización del marco para conocer y comprender los conceptos básicos que rigen el funcionamiento del equipo de medición de esfuerzos y deformaciones.

❖ Práctica No 6 – Flexión. Con esta practica se busca que los estudiantes Comprendan las hipótesis en las que se basa la teoría lineal elástica y sus aplicaciones en el análisis estructural.

❖ Práctica No 7 - Líneas de influencia en Estructuras estáticamente determinadas. El objetivo de esta práctica es desarrollar la habilidad para

describir las deformadas de las estructuras y su aplicación en el desarrollo de líneas de influencia.

- ❖ Práctica No 8 - Líneas de influencia para vigas estáticamente indeterminadas y distribución de momentos. Esta práctica estudia la representación física de cada paso en el método de distribución de momentos.

Con la construcción de este Marco y de los modelos los estudiantes podrían observar las deflexiones que se producen en las estructuras debido a las diferentes solicitaciones de carga al igual que el comportamiento a tensión, compresión y flexión de los elementos que integran las armaduras, lo cual complementaria en gran manera los conocimientos que se adquieren en las aulas y daría gran soporte a los estudiantes que se inclinan por esta área.

Por otra parte seríamos pioneros a nivel regional en este tipo de proyectos y le daríamos la oportunidad a la generación venidera de interactuar y tener un contacto más real con las estructuras que analizan e identificar las variables que inciden en su comportamiento.

## **8. RECOMENDACIONES.**

Se debe hacer claridad en que las recomendaciones hechas en éste proyecto se deben llevar a cabo en su totalidad, para que los resultados sean los mejores. Por lo tanto todo cambio de uso, remodelación o alteración que se realice en el Marco de pruebas debe ser consultada con los autores o director de dicho proyecto para aminorar el impacto que puedan generar los cambios realizados en la estructura o mejorarlos.

Se puede permitir el acceso al Marco y a los modelos a todos los estudiantes del programa de Ingeniería Civil e incluso a estudiantes de las otras áreas de la ingeniería, ya que la metodología de las prácticas es muy sencilla y cada una incluye un marco teórico que facilita el hecho que cualquier estudiante pueda realizarla.

Además se debe tener en cuenta todas las otras recomendaciones de seguridad que se plantean en el manual del marco.

## **BIBLIOGRAFIA**

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS I. Esperanza Maldonado Rondon, Gustavo Chio Chio. Universidad Industrial de Santander, 1995.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL. R. C. Hibbeler. Prentice Hall. Tercera Edición.

CÓDIGO DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO).

DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS. Esperanza Maldonado Rondon. Universidad Industrial de Santander, Colombia, 1994.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO – METODO L.R.F.D., Jack C. McCormac. Alfaomega, 1996.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON L.R.F.D., Theodore V. Galambos y otros. PRENTICE HALL, México, 1999.



ELEMENTOS DE RESISTENCIA DE MATERIALES. Timoshenko, S. Young, D. H. Barcelona, 1970. 401 páginas.

ENGINEERING NEWS-RECORD. THE CONSTRUCTION WEEKLY. The McGraw-Hill Companies. Diciembre 16 de 2002. Pagina 10.

MANUAL DEL INGENIERO CIVIL. Tomo I. Merritt, Frederick. Tercera edición. McGraw Hill. México, 1998. Página 6-45.

MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION. ALLOWABLE STRESS DESIGN. American Institute of Steel Construction, Inc. Ninth Edition.

MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION. LOAD RESISTENCE FACTOR DESIGN. American Institute of Steel Construction, Inc. Volume I and II. Second Edition.

NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, NSR-98. Tomo 2. Título F, Estructuras Metálicas. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, 2002.

RESISTENCIA DE MATERIALES. Singer, Ferdinand y Pytel, Andrew. México 1982.

VECTOR MECHANICS FOR ENGINEERS. STATICS. Ferdinand Beer and E.  
Russell Johnston Jr. McGraw Hill.

VECTOR MECHANICS FOR ENGINEERS. MECHANICS. Ferdinand Beer and E.  
Russell Johnston Jr. McGraw Hill.

PAGINAS DE INTERNET.

<http://www.mty.itesm.mx>

<http://www.azc.uam.mx>

<http://www.construapende.com>

<http://www.usm.my>

<http://www.eng.hawaii.edu>

<http://www.astm.com.br>

ENCICLOPEDIA MICROSOFT ENCARTA 2002.

# **ANEXOS**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE RESISTENCIA DE MATERIALES  
ENSAYO TENSIÓN - ELONGACIÓN**



**SOLICITANTE :** UNIVERSIDAD DEL MAGDALENA  
**MATERIAL :** Varilla lisa de acero  
**FECHA :** Febrero 06 de 2004

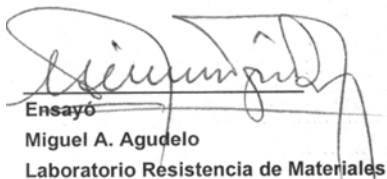
**CARACTERISTICAS DE LAS MUESTRAS**

**DIAMETRO NOMINAL :**  
**DIAMETRO MEDIDO :** 4,9 mm.

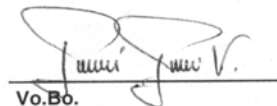
**RESULTADOS**

		MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	MUESTRA 4	MUESTRA 5
ÁREA	cm <sup>2</sup>	0,1890	0,1890	0,1890	0,1890	0,1890
CARGA L. PROPORCIONAL	Kgf.	900	940	920	920	940
CARGA MÁXIMA	Kgf.	1120	1140	1120	1140	1120
CARGA RUTURA	Kgf.	760	740	740	720	760
ESFUERZO LIMITE PROPORCIONAL	Kg/cm <sup>2</sup>	4761,90	4973,54	4867,72	4867,72	4973,54
	Lb/ pulg <sup>2</sup>	68027,21	71050,64	69538,93	69538,93	71050,64
ESFUERZO MÁXIMO	Kg/cm <sup>2</sup>	5925,93	6031,75	5925,93	6031,75	5925,93
	Lb/ pulg <sup>2</sup>	84656,08	86167,80	84656,08	86167,80	84656,08
LONGITUD ÚTIL INICIAL	cm.	18	18	16	16	16
LONGITUD ÚTIL FINAL	cm.	18,55	18,8	16,7	16,7	16,7
ELONGACIÓN	%	3,1	4,4	4,1	4,4	4,4

**Observaciones:** La Muestra 1 corresponde a la referencia V1, la 2 a la V3, la 3 a la V6, la 4 a la V12 y la 5 a la V8.

  
**Ensayo**  
Miguel A. Agudelo  
Laboratorio Resistencia de Materiales

  
**Vo.Bo.**  
Gustavo Chio Cho  
Jefe Lab. Resistencia de Materiales

  
**Vo.Bo.**  
Director Escuela de  
Ingeniería Civil